

TESI DE MÀSTER

Màster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Títol

Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal

Autor

Mario Alberto García Núñez

Tutor

Jesús Miguel Bairán García

Intensificació

Tecnología

Data

Barcelona, 24 de enero 2018

Agradecimientos

Gracias a Dios por la vida y salud que me has dado para poder seguir alcanzando objetivos deseados.

Eterno agradecimiento a mis padres Andrés García y Quisquella Núñez por darme el amor y el apoyo necesitado para lograr desarrollar los propósitos planeados en mi vida.

Gracias a mis hermanos por el gran apoyo y ayuda brindada durante toda mi vida. Que Dios los siga bendiciendo.

Muchas gracias a mi profesor y tutor Jesús Miguel Bairán García por todo el tiempo dedicado para la elaboración de este trabajo y sobre todo, gracias por todos los conocimientos transmitidos durante todo el máster. Se le desea vida y salud.

Índice

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivos	2
1.2.1	Objetivo General.	2
1.2.2	Objetivos Específicos.	2
1.3	Metodología	3
2	ESTADO DEL CONOCIMIENTO	4
2.1	Pórticos de hormigón	4
2.2	Característica estructural	4
2.2.1	Resistencia sísmica.	4
2.2.2	Ductilidad.	5
2.2.3	Amortiguamiento.	6
2.3	Modelización de la estructura.....	7
2.3.1	Rótula plástica y longitud plástica en elementos de hormigón.	7
2.4	Diagrama momento – curvatura	8
2.5	Diseño de estructuras con responsabilidad sísmica.	9
2.5.1	Diseño sismorresistente basado en resistencia.	10
2.5.2	Diseño sismorresistente por desplazamiento.....	10
2.5.3	Factor de reducción de respuesta.....	12
2.5.4	Modos de falla frágiles.	13
2.5.5	Diseño de pilar fuerte – viga débil.	14
2.6	Métodos de análisis estructural	16
2.6.1	Análisis Elástico	17
2.6.2	Análisis dinámico elástico.....	19
2.6.3	Análisis inelástico	21
3	CASOS DE ESTUDIO	29
3.1	Descripción de modelos	29
3.2	Sismo de diseño.....	35
3.2.1	Espectro de diseño	35
3.2.2	Acelerograma	37
3.3	Diseño de elementos estructurales	38

4	Evaluación Sísmica	46
4.1	Análisis dinámico no lineal	46
4.1.1	Patrones de fuerzas.....	46
4.1.2	Nodo de control	49
4.1.3	Localización de rótulas plásticas	50
5	PRESENTACION DE RESULTADOS	51
5.1	Comparación de desempeño mediante Pushover y Time History.....	51
5.2	Desempeño para diferentes niveles de prestaciones	63
5.2.1	Curva de análisis incremental dinámico “IDA”	63
5.3	Distribución de rótulas plásticas para diferentes niveles de prestaciones.....	70
5.4	Perfiles de fuerzas	77
6	Conclusión y recomendaciones.....	88
7	Bibliografía	90

Resumen

En las normativas para el diseño de estructuras existen normas que no cumplen con su objetivo. El criterio de pilar fuerte-viga débil, es un criterio que se encuentra en las normativas vigentes con el propósito de asegurar un mejor comportamiento de las estructuras frente a las acciones sísmicas. Este principio plantea que utilizando un factor de sobrerresistencia de 6/5 para el diseño de los pilares, las vigas entrarán en el rango inelástico antes que los pilares, lo cual, reduce el riesgo de colapso en estructuras. Este es el propósito por lo que esta investigación tendrá como finalidad de analizar el comportamiento de modelos de pórticos de hormigón bidimensionales diseñados con el factor de sobrerresistencia de 6/5. Además, en la elaboración de estos modelos se tomaron en cuenta diferentes variables como el nivel de la estructura, el factor de reducción sísmica y el período de retorno. Por otra parte, fueron analizados mediante un análisis dinámico no lineal, también llamado análisis Time History. Luego de obtenido los resultados, se realizaron comparaciones entre los análisis estáticos no lineales presentados por Mejia 2017. También se presentan resultados comparativos entre los diferentes períodos de retorno analizados y el comportamiento de las rótulas plásticas y giros plásticos. Por otra parte, se presentan gráficos del IDA que se obtuvieron para cada uno de los niveles y por último los perfiles de fuerzas que se generaron mediante el Time History.

Abstract

In regulations for the design of structures there are standards that do not meet their objective. The criterion of strong column-weak beam, is a criterion found in current regulations with the purpose of ensuring a better behavior of structures against seismic actions. This principle states that using a $6/5$ overresistance factor for the design of the column, the beams will enter the inelastic range before the column, which reduces the risk of collapse in structures. This is the purpose for which this research will aim to analyze the behavior of two-dimensional concrete building frame models designed with the $6/5$ overresistance factor. In addition, in the elaboration of these models, different variables were taken into account, such as the level of the structure, the seismic reduction factor and the return period. On the other hand, they were analyzed by a nonlinear dynamic analysis, also called Time History analysis. After obtaining the results, comparisons were made between the static nonlinear analyzes presented by Mejia 2017. Comparative results are also presented between the different periods of return analyzed and the behavior of the plastic hinge. On the other hand, graphs of the IDA that were obtained for each of the levels are presented and finally the profiles of forces that were generated by the Time History.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Con el transcurso de los años, no son pocos los edificios que han colapsado producto de los terremotos. A causa de estos colapsos, se han creado principios a seguir de manera obligatoria con los que se garantiza un buen comportamiento de las estructuras. Estos sufren variaciones dependiendo del lugar donde se realice cada proyecto y se encuentran reunidos en las normativas o códigos.

Muchas de estas normas planteados en los códigos presentan deficiencia, ya que no cumplen con su objetivo. Uno de estos criterios es el denominado pilar fuerte-viga débil, el cual es planteado por medio de un diseño por capacidad, en donde los pilares deben tener una resistencia superior a la resistencia de la viga, ya que los pilares tienen mayor responsabilidad global en las estructuras frente a las acciones que actúan sobre ellas.

El método pilar fuerte-viga débil planteado por medio de un diseño por capacidad, en donde un valor de sobrerresistencia es multiplicado por la resistencia de las columnas y así lograr obtener una capacidad a flexión mayor que en las vigas, primero aparecerán rótulas plásticas en todas las vigas y luego en las columnas. A pesar de incrementar la resistencia de las columnas, para modos altos esta regla no cumple con su objetivo.

Por otra parte, varios investigadores como: Moehle (2015), Park y Paulay (1978), Ibarra y Krawinflater (2005), han demostrado que el factor de sobrerresistencia aplicado en este criterio no garantiza tener un buen comportamiento de las estructuras.

A pesar de ser ineficiente es de gran importancia continuar realizando estudios con el propósito de presentar un factor de sobrerresistencia que muestre una mejora a dicha formulación, ya que, logrando este objetivo podemos prometer un mejor comportamiento de las estructuras y evitar mecanismos de colapsos o pisos débiles.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General.

- Estudiar mediante análisis dinámico inelástico la eficiencia de la aplicación del criterio pilar fuerte-viga débil en pórticos de hormigón armado, aplicando el factor de sobrerresistencia de la norma (Eurocodigo – 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes, parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación), utilizado para prevenir la formación de rótulas plásticas en los pilares. Así como también, un mecanismo de piso débil.

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Evaluar el comportamiento de pórticos de hormigón de 5, 10 y 15 niveles al modificar el factor de comportamiento “R”.
- Comparar el desempeño mediante análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal en los pórticos de hormigón modelados.
- Comparar el desempeño mediante análisis dinámico no lineal en pórticos de hormigón para diferentes niveles de prestaciones.
- Conocer la distribución de rótulas plásticas en los pórticos de hormigón de un mismo nivel para diferentes niveles de prestaciones.

1.3 Metodología

- Se adoptan los modelos no lineales analizados por (Mejía, 2017).
- Se determinan las características de los modelos adoptados como los niveles de pisos, dimensiones de pilares y vigas, y factores de resistencia a utilizar.
- Se elaboran diagramas momento-curvatura de los elementos estructurales.
- Se conocen las ubicaciones de las rótulas plásticas en elementos utilizadas para definir la no linealidad.
- Se realizan análisis dinámico no lineal con diferentes niveles de prestaciones.
- Se comparan los resultados de los análisis estáticos lineales presentados por (Mejía, 2017) con los análisis dinámicos no lineales.
- Se comparan los resultados de los análisis dinámicos no lineales con diferentes niveles de prestaciones.
- Se presentan recomendaciones y conclusiones.

2 ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Pórticos de hormigón

La tipología estructural de un edificio de hormigón está definida dependiendo de su comportamiento bajo las acciones sísmicas horizontales. Pudiendo ser estos: sistema de pórticos, sistema dual, sistema de muros dúctiles, sistema de muros de grandes dimensiones ligeramente armados, sistema de péndulo invertido y sistema flexible a torsión. (EC-8, 2004) (p.74,75)

En zonas de alta sismicidad, en los edificios son muy utilizada la tipología estructural conformados por pórticos de hormigón, en donde dependiendo de las acciones sísmicas a las que se vean sometidos la estructura es que se determinan las dimensiones de las vigas y columnas. Por otra parte, está el sistema dual que combinados con muros de corte tienen un mejor comportamiento bajo acciones sísmicas, ya que estos muros de corte deben de resistir por lo menos el 25% de las acciones sísmicas. Además, permite reducir la fuerza de diseño en comparación con el sistema estructural de muro de corte. (Mejía, 2017) (p.3)

2.2 Característica estructural

2.2.1 Resistencia sísmica.

La resistencia de una estructura frente a acciones sísmicas se da por una interacción compleja entre las vigas, columnas y uniones. Estas cargas cíclicas de los sismos producen una pérdida de resistencia de los elementos que conforman la estructura, principalmente una disminución considerable en la capacidad a axil cortante de la resistencia global de la estructura.

Para obtener un buen desempeño de un sistema estructural frente a las acciones sísmicas, es imprescindible controlar las deformaciones que se generan en la unión viga-columna (Región D), ya que se producen daños por pérdida de adherencia entre las barras y el hormigón, y por defecto, una reducción de la capacidad cortante en estas uniones que afecta directamente al desempeño de la estructura. Por otra parte, los desplazamientos relativos de piso se ven afectados mientras mayor es el daño de las uniones en los pórticos. (Marte, 2014) (p.14,15)

2.2.2 Ductilidad.

La ductilidad es una característica que tienen los elementos que conforman una estructura, la cual les permite tener deformaciones en rango inelástico a cambio de una disminución aceptable de su rigidez y resistencia.

Normalmente las estructuras son diseñadas en rango inelásticos para resistir sismos fuertes, ya que esto hace más económica las estructuras. En estructuras diseñadas para eventos sísmicos, la ductilidad es utilizada para que la estructura pueda desarrollar un buen comportamiento formando rótulas plásticas (como se muestra en la Figura 1), y junto a estas lograr una redistribución de las acciones para permitir la absorción y disipación de la energía del terremoto. (Elnashai & Di Sarno, 2008) (p.88)

La redistribución de acciones se da por una reducción de rigidez que presentan los elementos que se encuentra disipando energía, luego estas acciones se trasladan a otro elemento que tienen una rigidez relativa mayor porque no han sido afectadas anteriormente por las acciones del sismo. Esto permite que la estructura tenga mayor vida ya que producen la formación de las rótulas plásticas. (Marte, 2014) (p.20)

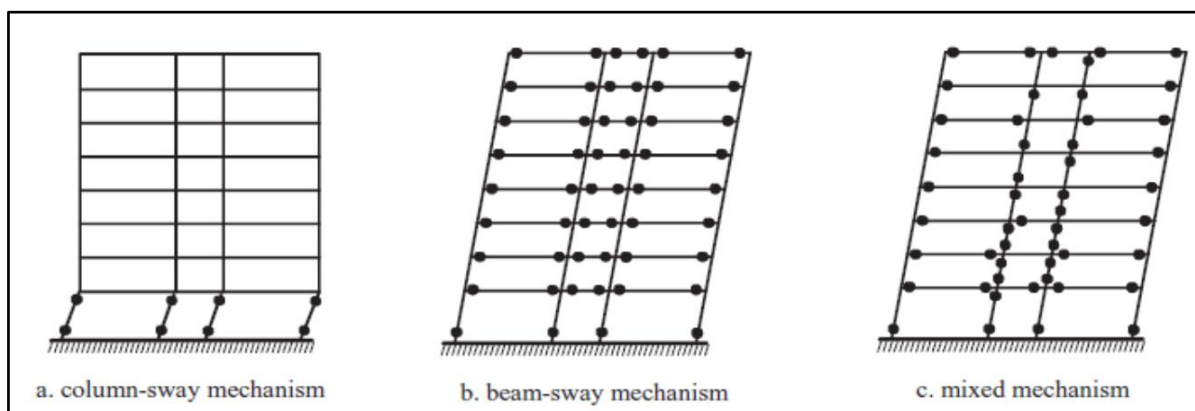


Figura 1: Mecanismos de disipación de energía para pórticos de varios pisos. (Marte, 2014) (p.20)

Las estructuras deben de ser capaces de mantener su resistencia inicial mientras es afectada por las grandes deformaciones que el sismo imponga sobre ella, y así poder garantizar la supervivencia de los edificios con resistencia moderada. Cabe resaltar que estas deformaciones pueden estar trabajando en el rango no lineal de la estructura.

Por otra parte, la capacidad de absorber y disipar energía sísmica de una estructura va a depender de las propiedades histeréticas que serán determinadas por el criterio del diseñador. (Paulay & Priestley, 1992) (p.12)

2.2.3 Amortiguamiento.

El amortiguamiento es una característica que permite a una estructura disipar energía en el momento en que las acciones dinámicas actúan sobre ella. Esta característica depende de diversos factores como la amplitud de vibración, materiales de construcción, períodos fundamentales de vibración, forma de modo y la configuración estructural.

El amortiguamiento estructural hace que la estructura vuelva a su estado de reposo absorbiendo la energía sísmica, teniendo en cuenta la viscosidad y la fricción generada en materiales de conexiones y soportes.

Existen diferentes mecanismos de amortiguamiento como el aerodinámico e hidrodinámico, pero estos son poco significativos comparados con el amortiguamiento producido en por sismos.

El amortiguamiento es la manera principal en que la estructura disipa energía sísmica. Esta energía disipada varía con el nivel de desplazamiento, pero a una velocidad constante. Por otra parte, este amortiguamiento dependerá del material con el que se esté trabajando (como se muestra en Tabla 1). (Elnashai & Di Sarno, 2008) (p.106,107)

Material	Damping, ξ_m (%)
Reinforced concrete	
Small amplitudes (un-cracked)	0.7–1.0
Medium amplitudes (fully cracked)	1.0–4.0
High amplitudes (fully cracked) but no yielding of reinforcement	5.0–8.0
Pre-stressed concrete (un-cracked)	0.4–0.7
Partially stressed concrete (slightly cracked)	0.8–1.2
Composite	0.2–0.3
Steel	0.1–0.2

Tabla 1: Amortiguamiento en rango elástico para diferentes materiales de construcción. (Elnashai & Di Sarno, 2008) (p.107)

2.3 Modelización de la estructura

2.3.1 Rótula plástica y longitud plástica en elementos de hormigón.

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección.

La longitud plástica (L_p) determina la zona específica donde las rotaciones crecen con mayor rapidez. Esta se define por la ecuación (1):

$$L_p = \frac{M_u - M_y}{V} \quad (1)$$

Donde:

M_u : Momento resistente a flexión.

M_y : Momento de fluencia.

V : Fuerza cortante.

Existen varias maneras de calcular la longitud plástica (L_p). Una de ellas desarrollada por Park & Priestley (2). Esta luego fue mejorada por la ecuación presentada por el Eurocodigo 8 (3). (Mejia, 2017) (p.23)

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * \emptyset * f_{yk} \quad (2)$$

$$L_p = 0.10 * L + 0.015 * \emptyset * f_{yk} \quad (3)$$

Donde:

- L : Distancia entre la sección crítica al punto de inflexión.
- \emptyset : Diámetro menor del refuerzo longitudinal.
- Fyk : Limite elástico de la armadura longitudinal.

Otra manera posible del cálculo de la longitud plástica es la propuesta por Bou, L (4).

$$L_p = \left(1 - \frac{M_{y,o}}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_S L_V}{M_u}\right) \frac{z}{L_V} \cot \theta\right) L_V \quad (4)$$

Donde:

- My,o : Momento elástico sin considerar el efecto cortante.
- Mu : Momento último resistente de la sección.
- Vs : Capacidad de la armadura transversal. Calculado:

$$V_S = \frac{A_{S\alpha}}{\text{espaciado}} \cdot f_{y\alpha} \cdot Z \cdot \cot \theta \quad (5)$$

- LV : Longitud del vano a cortante.
- Z : Brazo mecánico de la armadura.
- Cot Θ : Cotangente del ángulo de inclinación de las fisuras.

(Al Rifaii, 2016)

2.4 Diagrama momento – curvatura

El diagrama momento-curvatura presentado en la Figura 2 permite obtener una información clara sobre el comportamiento de la sección durante todo el tiempo que la sección se encuentra cargada. Además, permite conocer la ductilidad de la sección, el desarrollo de rótulas plásticas y la redistribución de momentos.

Estos diagramas dependen directamente de su geometría, materiales que conforman la sección y de las leyes constitutivas propias de la sección.

La ductilidad de curvatura viene dada por la ecuación (6):

$$\mu\Phi = \frac{\Phi_{max}}{\Phi_y} \quad (6)$$

(chang,2015) (p.5)

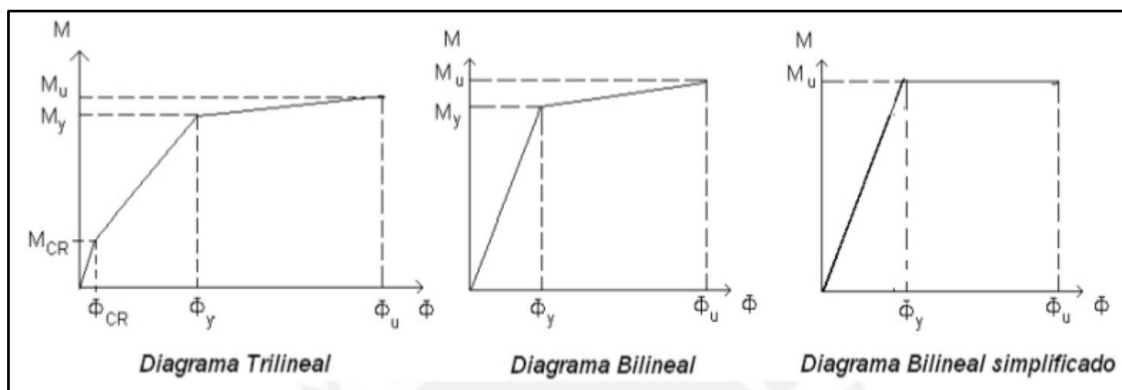


Figura 2: Principales diagramas de momento – curvatura. (Ottazzi, 2003) (p.105)

2.5 Diseño de estructuras con responsabilidad sísmica.

El objetivo principal de diseñar estructuras con responsabilidad sísmica es que se garantice que las estructuras no colapsen, soportando las acciones sísmicas que se puedan presentar y junto a esto, poder asegurar vidas humanas. Para esto, se ha ido desarrollando diferentes métodos como: el método basado en resistencia y el método basado en desplazamiento.

El enfoque del análisis de estructuras sismorresistentes ha ido cambiando de obtener acciones sísmicas producto de aceleraciones sísmicas que afectan directamente la estructura, a fijar desplazamientos que se esperan obtener bajo las acciones sísmicas y así tener un comportamiento deseado en la estructura. (Vielma, 2011) (p.1,2)

2.5.1 Diseño sismorresistente basado en resistencia.

Este tipo de diseño basado en resistencia consiste en lograr tener un comportamiento global de la estructura, en donde su resistencia lateral sea al menos, igual a la resistencia elástica multiplicada por el factor de reducción de respuesta como muestra la ecuación (7), procurando evitar fallas frágiles en los elementos que componen dicha estructura.

$$\phi RS_i \geq RS_u \quad (7)$$

RS_i es la resistencia ideal junto a su coeficiente de seguridad. Esta resistencia representa el límite de fallo de una estructura, mientras RS_u es la resistencia requerida producto de las acciones de normativas. Para un diseño seguro, es obligatorio que la resistencia ideal sea mayor o igual a la resistencia requerida.

De igual manera para los materiales existe una resistencia probable “ RS_p ”, en donde, esta debe ser igual o mayor a la resistencia ideal del material afectada por el su coeficiente de seguridad (ecuación (8)).

$$\phi RS_i = RS_p \quad (8)$$

ϕRS_i : Resistencia ideal.

RS_p : Resistencia probable.

2.5.2 Diseño sismorresistente por desplazamiento.

Para este tipo de diseño por desplazamiento existen dos métodos con enfoques diferentes, pero a pesar de ser dos enfoques diferentes, en ambos se garantizan que la estructura no sobrepase ciertos umbrales de deterioro, fijando límites en los desplazamientos de la estructura.

- *Método por desplazamientos iguales.*

Plantea que, de una estructura elástica equivalente se pueden obtener los desplazamientos.

- *Método por desplazamientos directos.*

Este método supone que mediante el amortiguamiento estructura equivalente, se puede expresar la ductilidad de dicha estructura, y que, por la energía disipada en rango inelástico de la estructura, se puede reducir la respuesta sísmica.

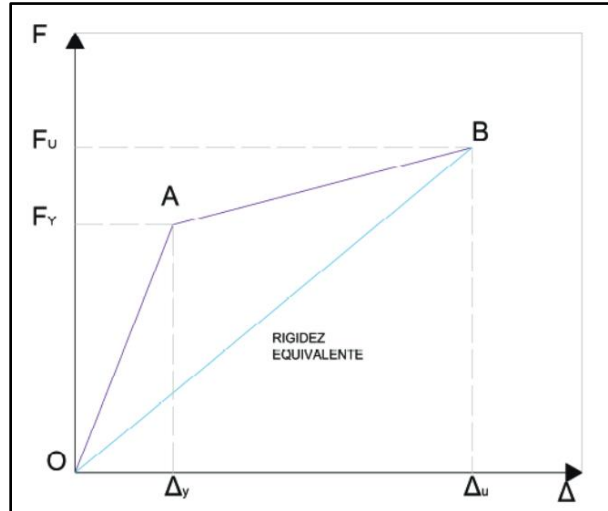


Figura 3: Idealización del período inelástico. (Vielma, 2008) (p.41)

La Figura 3 representa la idealización del período estructural inelástico. Donde se muestra un periodo inicial “Te” que representa el rango elástico (rama O-A), un periodo “Ti” que representa el rango inelástico (rama A-B) y una ductilidad (ecuación (9)).

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}. \quad (9)$$

Donde:

- μ : Ductilidad.
- Δu : Desplazamiento máximo.
- Δy : Desplazamiento máximo en rango elástico.

En función al período T_e del rango elástico y la ductilidad, se calcula el período T_i del rango inelástico (ecuación (10)).

$$T_i \cong T_e \sqrt{\mu} \quad (10)$$

Por medio de la ductilidad es posible conseguir un amortiguamiento equivalente “ ξ_{eq} ” que representaría un amortiguamiento complementario de la estructura, es decir, que podemos obtener el amortiguamiento total equivalente (ecuación 12) sumando el complementario “ ξ_{eq} ” (ecuación (11)) con el propio de la estructura “ ξ ”. (Vielma, 2008) (p.41,42,43)

$$\xi^{eq} = \frac{\sqrt{\mu}-1}{\pi\sqrt{\mu}} \quad (11)$$

$$\xi_{tot}^{eq} = \xi + \xi^{eq} \quad (12)$$

2.5.3 Factor de reducción de respuesta.

El factor de reducción viene en base a que se ha determinado que las estructuras sísmicas bien diseñadas, logran tener grandes deformaciones sin llegar a colapsar gracias a su ductilidad. Al momento de utilizar el factor de reducción de respuesta, se asume que: el análisis lineal da un resultado real de la estructura, y si el comportamiento de la estructura es no lineal, ocurrirá un daño importante en la estructura. (Vielma, 2008) (p.45, 46)

El método basado en espectros de diseño para el análisis sísmico es el principal factor por la que se aplica el factor de reducción, el cual es dependiente del periodo de la estructura y de su ductilidad. Por otra parte, usando este factor es que se calculan las fuerzas aplicadas.

Los primeros valores para el factor de reducción de respuesta fueron propuestos por Veletsos y Newmark (1960).

$$R = 1 \quad \text{para } T=0.$$

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{para el rango de los periodos moderados.}$$

$$R = \mu \quad \text{para el rango de los periodos intermedios y largos.}$$

Donde:

R : Factor de reducción de respuesta.

μ : Ductilidad.

T : Período de la estructura.

Estudios presentados por Ordaz y Pérez-Rocha (1998), han determinado que para periodos bajos el factor de reducción R es inseguro y que para períodos intermedios y largos es muy conservador.

La norma ATC 19 (1995) presenta tres componentes del factor de reducción R en la ecuación (13):

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_R \quad (13)$$

RS : Factor de resistencia.

R μ : Factor de ductilidad.

RR : Factor de redundancia.

De los tres factores que componen el factor de reducción de respuesta R, el más importante es el factor de ductilidad R μ para el caso de estructuras simples. (Vielma, 2008) (p.32)

2.5.4 Modos de falla frágiles.

El tipo de falla frágil para estructuras es la menos deseada, ya que esta al momento de su rotura da menos tiempo para realizar la evacuación en caso de que dicha estructura colapse. Ejemplos de fallas frágiles: fallas por cortante, falla por compresión en pilares o nudos, pandeo de barras de refuerzo longitudinal.

La falla por cortante en pilares y vigas es el más importante de todos ya que, si este ocurre produce una disminución de la resistencia a corte de toda la estructura. Además, si llega a

ocurrir en varios pilares de un piso, se puede llegar a un mecanismo de piso y llegar al colapso. Esta es la falla que produce más colapsos de estructuras al momento del sismo.

Por otra parte, está la falla a compresión en pilares que representa gran riesgo para las estructuras, lo cual hace que los pilares más cercanos a la columna ya fallada queden sobrecargados de igual manera y produzcan el colapso de la estructura. (Mejia, 2017) (p.6)

2.5.5 Diseño de pilar fuerte – viga débil.

En la actualidad existen varias reglas y recomendaciones que se encuentran plasmadas en los códigos con el propósito de lograr tener un mejor comportamiento de las estructuras. Una de estas reglas es la relación de resistencia entre pilar fuerte y viga débil. Esta relación de resistencia consiste en que la capacidad de momentos últimos a flexión que actúan sobre las columnas que se encuentran en un nudo sean mayores que la suma de momento últimos a flexión que actúan sobre las vigas del mismo nudo como se muestra en Figura 4. Para esto, se utiliza un factor que representa la relación de resistencia entre columnas y vigas según código como se muestra en la ecuación (14). (Rodríguez, 2015) (p.5,6)

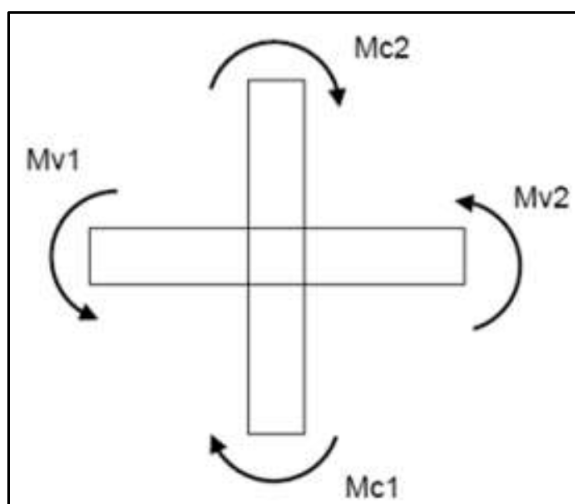


Figura 4: Momentos últimos a flexión entorno a un nudo de una estructura porticada de hormigón armado. (Rodríguez, 2015) (p.6)

$$\sum Columnas. M_{cu,i} \geq \gamma_{SR} \sum Vigas. M_{vu,i} \quad (14)$$

Donde:

$M_{cu,i}$: Momento último en columna.

$M_{vu,i}$: Momento último en viga.

γ'_{SR} : Representa la relación de resistencia entre columnas y viga según código.

$\Sigma M_{cu,i}$: Sumatoria de momentos últimos en pilares del mismo nudo.

$\Sigma M_{vu,i}$: Sumatoria de momentos últimos en vigas del mismo nudo.

El objetivo principal del criterio viga débil - pilar fuerte es que la estructura logre alcanzar un mejor comportamiento disipando las fuerzas sísmicas mediante su ductilidad. Para esto se debe inducir rótulas plásticas en los extremos de las vigas, que para acciones sísmicas deben de activarse primero que las rótulas de las columnas como se muestra en la Figura 5, de lo contrario, es posible que se produzca un mecanismo de colapso. Por otra parte, las zonas donde se produzcan rótulas deben de resistir su capacidad a cortante hasta desarrollar la flexión de cedencia. (Mejia, 2017) (p.6).

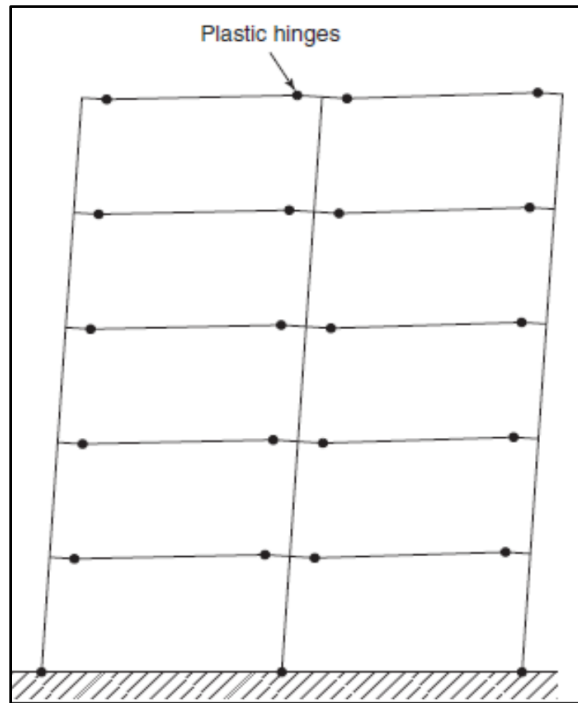


Figura 5: Formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas en toda la altura y en la base de los pilares. (Mejia, 2017) (p.6).

2.6 Métodos de análisis estructural

Los métodos de análisis son los que nos permiten proyectar estructuras nuevas y evaluar las existentes. Estos métodos se clasifican en elástico e inelástico, en donde la respuesta obtenida de su aplicación depende de la regularidad de la estructura y del nivel de amenaza. Por otra parte, estos métodos de análisis pueden tener diferentes clasificaciones dependiendo de lo que se esté analizando. Si lo analizado es con relación al tipo de carga, el análisis puede ser estático o dinámico. En otro caso, si lo analizado es con respecto a la regularidad de la estructura, el análisis puede ser en el plano o tridimensional (ver Figura 6). (Vielma, 2011) (p.3)

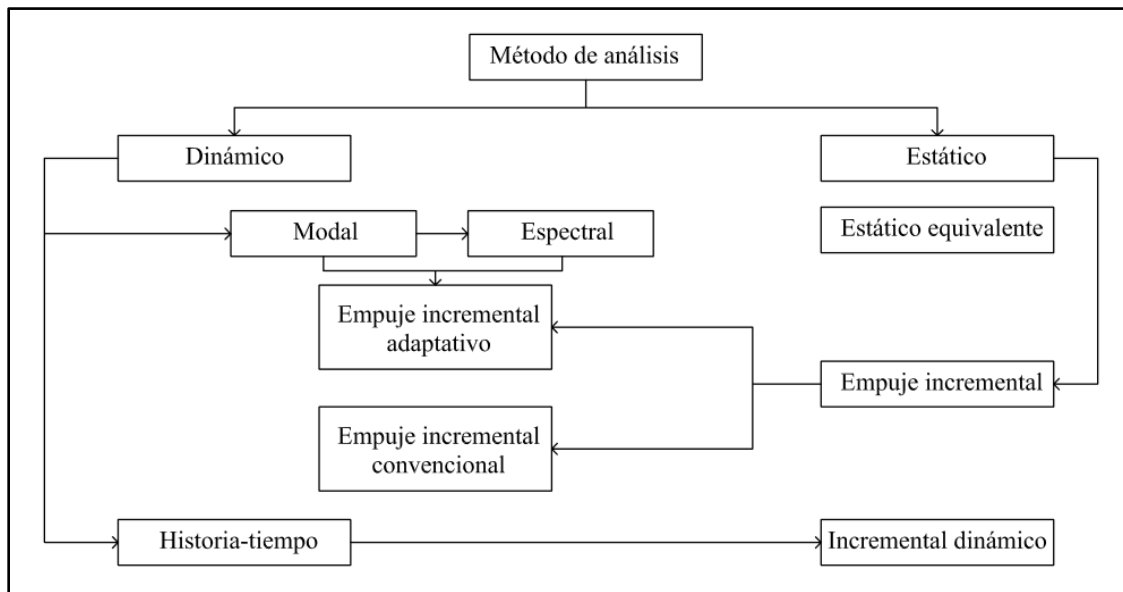


Figura 6: Métodos de análisis aplicados en ingeniería sísmica. (Vielma, 2011) (p.3)

2.6.1 Análisis Elástico

El análisis elástico presenta dos características principales en el momento en que la estructura es afectada por un sismo. Una de ellas es que la resistencia y rigidez de la estructura se mantienen iguales sin presentar ninguna reducción de estas características. Por otra parte, la fuerza y el desplazamiento son directamente proporcional.

Dentro del análisis elástico existe el análisis estático elástico que no es más que un análisis de fuerza lateral equivalente y el análisis dinámico elástico que es un análisis modal proveniente de un espectro de respuesta o un análisis tiempo historia. (Mejia, 2017) (p.28).

Este tipo de análisis es el menos costoso, ya que no es necesario un proceso muy elaborado y es computacionalmente sencillo. (Vielma, 2011) (p.4)

2.6.1.1 Análisis estático elástico.

El análisis estático elástico se idealiza como un sistema de 1 grado de libertad como se muestra en la Figura 7. Este sistema tiene la característica de tener una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento equivalente.

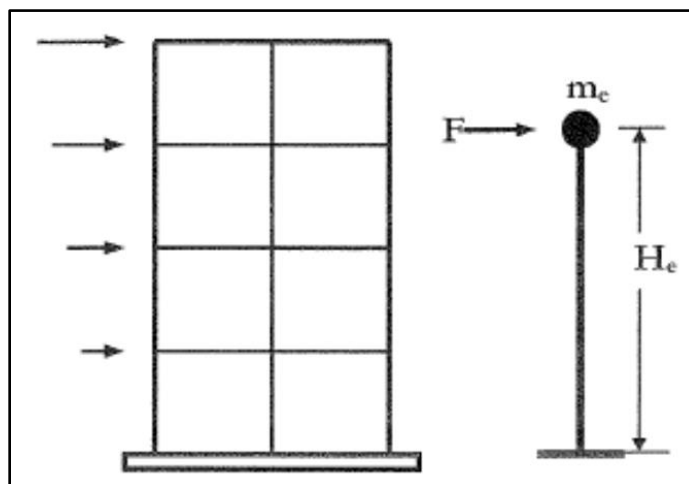


Figura 7: Simulación de una estructura en un grado de libertad. (Bairán, Jesus M.)

Por otra parte, la acción sísmica se representa con unas fuerzas lateral sísmicas equivalentes que se determina a partir del producto de un coeficiente sísmico por el cortante de la base, el cual se distribuye en una dirección y de manera creciente en toda su altura como se muestra en la Figura 8.

Mediante este tipo de análisis se pueden obtener los esfuerzos y desplazamientos máximos utilizados para poder controlar la estructura. Por otra parte, estos análisis presentan una limitante con respecto a estructuras irregulares, ya que los resultados obtenidos pueden variar para modos superiores de vibración. (Vielma, 2011) (p.5)

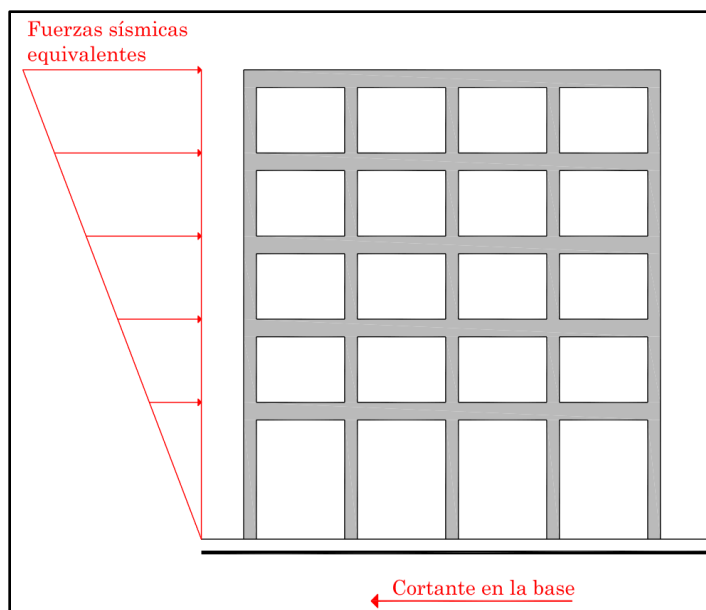


Figura 8: Cortante en la base y fuerzas sísmicas equivalente. (Vielma, 2011) (p.5)

2.6.2 Análisis dinámico elástico.

El análisis dinámico elástico es uno de los más usuales en la actualidad. Este análisis es recomendado para estructuras irregulares que no pueden ser estudiadas mediante un análisis estático elástico.

Una de las formas más simple de realizar este tipo de análisis es idealizando la estructura como si fuese un edificio de corte, en donde la masa total de cada nivel se encuentra en un único nodo, cada nivel se encuentra conectado por una única columna representando la rigidez del piso y amortiguadores en cada nivel como se muestra en la Figura 9. Cabe destacar que además de este método, también es posible tener resultado mediante un análisis de elementos finitos.

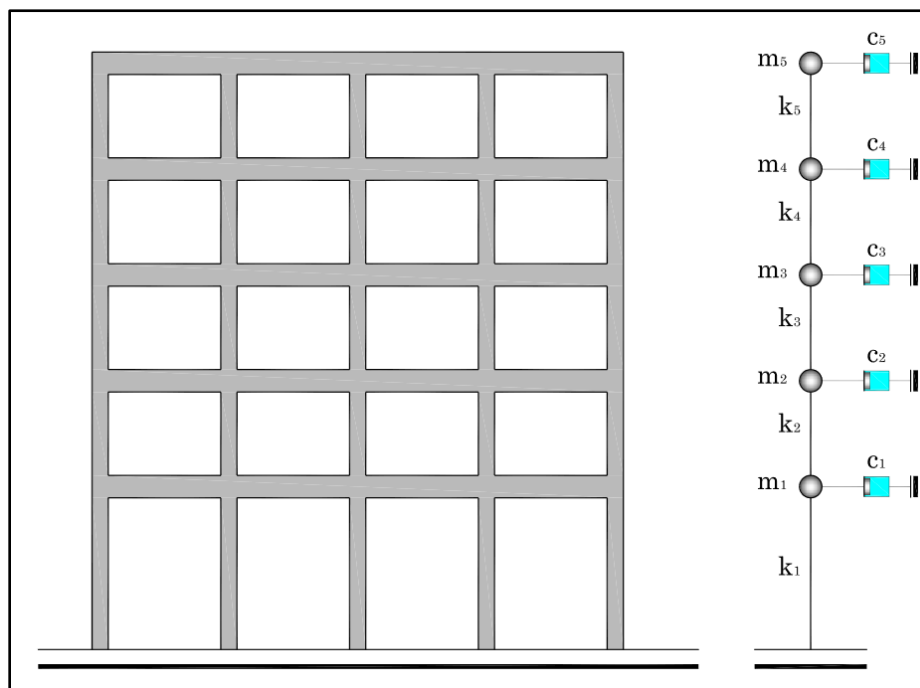


Figura 9: Estructura modelizada como edificio de cortante. (Vielma, 2011) (p.6)

Para obtener la fuerza sísmica de cada nivel es necesario utilizar un espectro inelástico de proyecto. Este va a depender del tipo de suelo y de la amenaza sísmica del emplazamiento de la estructura, ver Figura 10. Para utilizar el espectro de proyecto, debemos determinar los periodos de cada modo de vibración mediante la frecuencia natural de cada modo.

Obtenido los períodos y el espectro de proyecto que se utilizará, se busca la aceleración espectral con la que luego se podrá calcular el cortante basal de cada modo. Este cortante basal será distribuido mediante un patrón que responde a la distribución de desplazamientos modales. (Vielma, 2011) (p.7)

Cabe destacar que todos los modos de vibración deben contribuir significativamente a la respuesta global de la estructura. Para esto el Eurocodio 8 plantea lo siguiente:

- La suma de las masas modales efectivas para los modos considerados representa, al menos, el 90% de la masa total de la estructura.
- Se tienen en cuenta todos los modos con masas modales eficaces mayores del 5% de la masa total.

Luego de distribuida la fuerza sísmica, se obtienen desplazamientos, fuerzas y aceleraciones máximas que deben ser combinadas mediante el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o por el método de la combinación cuadrática completa (CQC). (Mejia, 2017) (p.29).

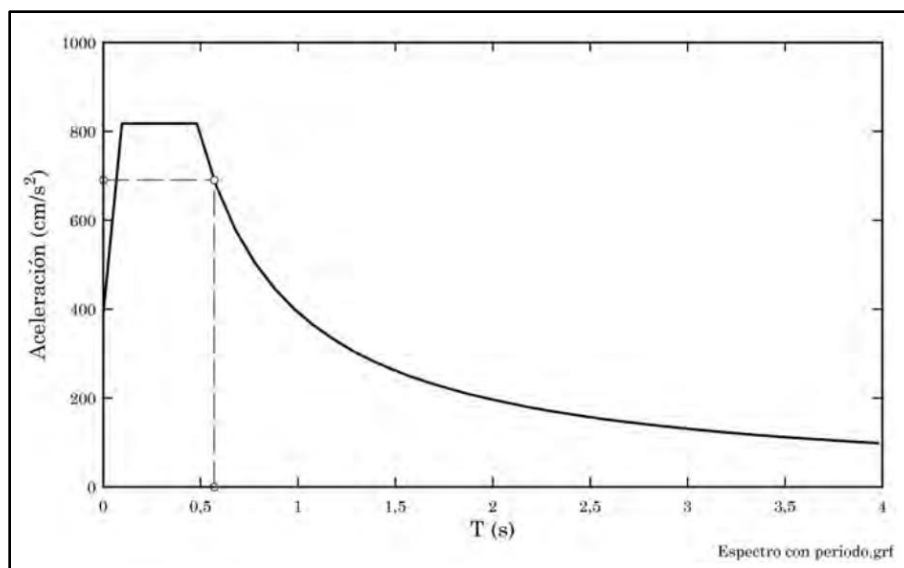


Figura 10: Espectro de proyecto tipo. (Vielma et al, 2011) (p.6)

Por otra parte, se pueden obtener fuerzas sísmicas mediante el uso de registros de aceleraciones de sismos reales o simulados. Este tipo de análisis es denominado como análisis elástico de historia-tiempo. Para la aplicación de esto, el Eurocódigo 8 plantea que

es necesario emplear mínimo siete registros diferentes de igual intensidad, duración y contenido de frecuencia. (Mejia, 2017) (p.29).

2.6.3 Análisis inelástico

El comportamiento inelástico de las estructuras se da básicamente por dos factores: la no linealidad constitutiva que se da por el comportamiento de los materiales, y la no linealidad geométrica a causa de los grandes desplazamientos de la estructura en el rango no lineal. Por medio de esto, es lógico entender que el análisis inelástico permite tener el comportamiento de la estructura en rango no lineal y junto a esto determinar la capacidad de estructuras resistentes. Por otra parte, es importante destacar que esto es gracias a los avances en el desarrollo de los ordenadores se han desarrollado dos métodos de análisis no lineal:

- *Método de inelasticidad concentrada.*

Este método permite realizar el análisis de estructuras mediante el uso de rótulas plásticas las cuales se encuentran ubicadas en los extremos de vigas y columnas porque son los puntos que más sufren frente a acciones sísmicas como se muestra en la Figura 11. Estas rótulas tienen la característica de tener un comportamiento no lineal. Además, podemos prescribir su ubicación y su comportamiento elástico, pero falta determinar la secuencia en que estas aparecen al momento de la carga sísmica es aplicada. (Vielma et al, 2011) (p.8,9)

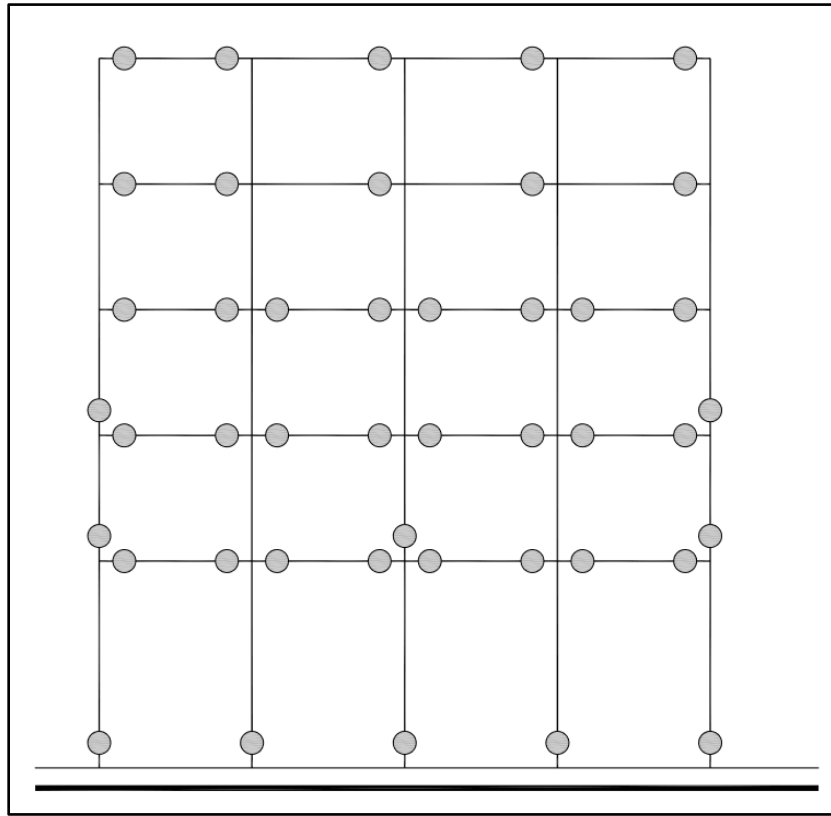


Figura 11: Formulación típica de las rótulas plásticas, según el análisis mediante plasticidad concentrada. (Vielma et al, 2011) (p.10)

- *Método de inelasticidad distribuida.*

Este método es más complejo que el método de inelasticidad concentrada, ya que los elementos estructurales se encuentran discretizados por elementos finitos. La no linealidad de los materiales y geométrica es modelada mediante tensiones y deformaciones o queda repartida sobre una zona de elementos finitos. Esto permite obtener un comportamiento gradual entre el rango elástico, plástico y rotura.

2.6.3.1 Análisis estático inelástico

El análisis estático inelástico conocido también con el nombre de Pushover, es un método en la que interactúan las cargas gravitatorias junto a fuerzas laterales que van incrementando gradualmente hasta que la estructura llegue a su desplazamiento máximo y colapse, como se

muestra en la Figura 12. De esta forma es posible conocer la capacidad de la estructura. (Marte, 2014) (p.23)

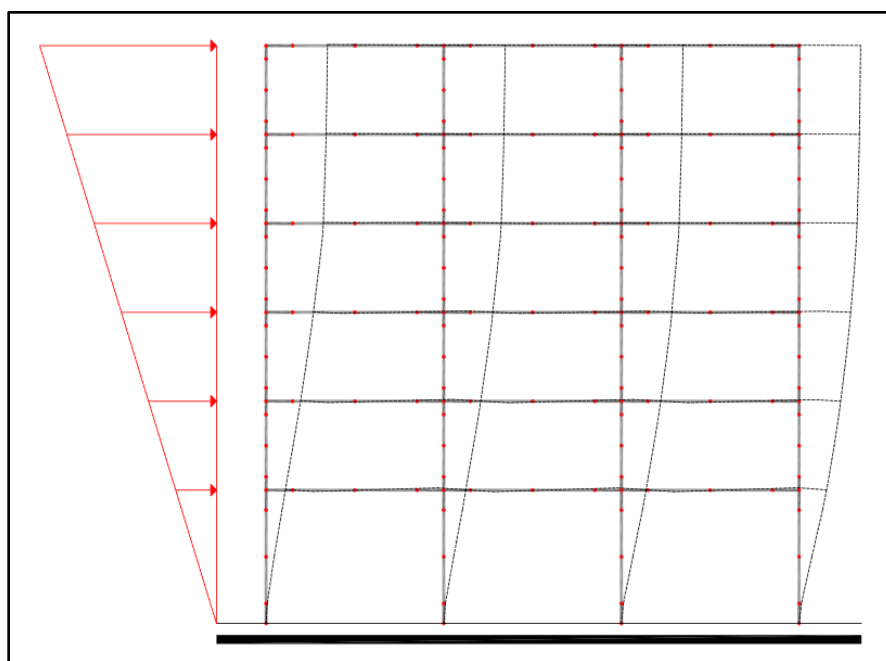


Figura 12: Análisis con empuje incremental aplicado a un pórtico. (Vielma et al, 2011)
(p.11)

Una de las grandes ventajas de este tipo de análisis es que la no linealidad del material es tomada en consideración, mientras que, en el análisis elástico la no linealidad del material es tomada en cuenta de manera aproximada mediante un factor de reducción de espectro “R”, es decir, que las respuestas del Pushover serán más representativos durante el sismo. (Moreno, 2006) (p.22)

2.6.3.1.1 Curva de capacidad

La curva de capacidad es una relación que existe entre el desplazamiento en la estructura generado por una carga lateral aplicada en toda la altura de la estructura. Esta curva se obtiene por medio del análisis pushover.

Mediante la curva de capacidad se obtiene el espectro de capacidad por medio de la conversión de la fuerza en aceleración, donde luego se transforman a coordenadas espectrales

y poder ser comparadas con el espectro de demanda como se muestra en Figura 13. (Moreno, 2006) (p.23)

$$M_{efectiva} = \left[\frac{(\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \right] \quad (15)$$

$$PF1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \right] \quad (16)$$

Donde:

- Mefectiva : Masa efectiva
- PF1 : Factor de participación modal
- mi : Masa del nivel “i”
- Φi : Forma modal en el nivel “i”

$$S_a = \frac{V/W}{M_{efectiva}} \quad (17)$$

$$PF1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2} \right] \quad (18)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF1 \cdot \Phi_{1,techo}} \quad (19)$$

Donde:

- Sa : Aceleración espectral.
- Sd : Desplazamiento espectral.

V : Cortante basal.

W : Peso total.

Δ_{techo} : Desplazamiento en el último techo.

$\delta_{1, techo}$: Desplazamiento modal en la última planta del edificio.

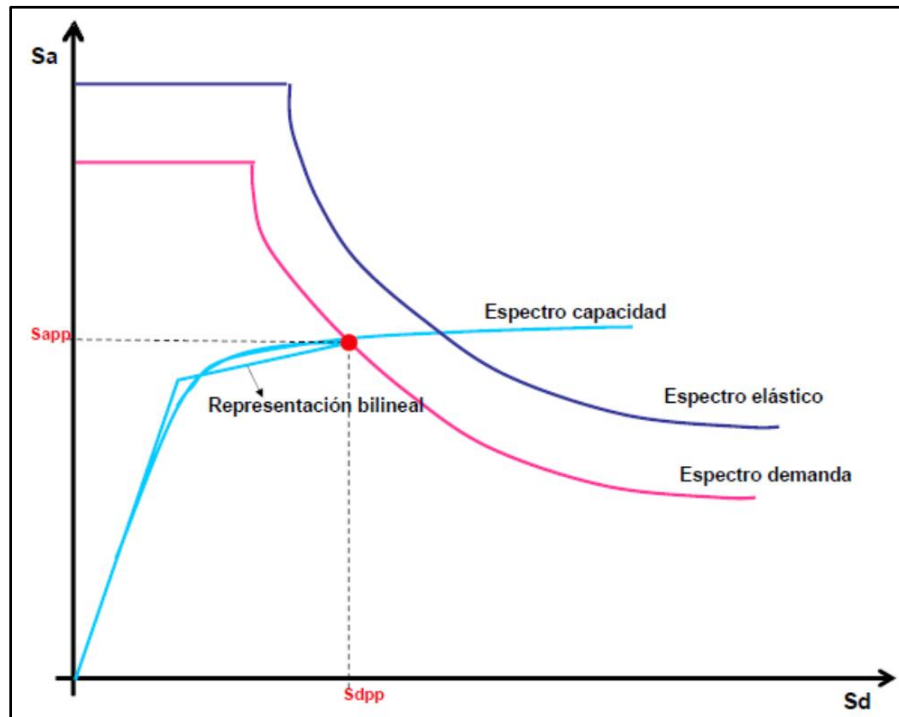


Figura 13: Espectro de capacidad y demanda. (Marte, 2006)

De esta comparación entre la curva de capacidad y el espectro de demanda, se obtiene un punto de intersección denominado punto de desempeño que nos representa el desplazamiento máximo de la estructura para un sismo determinado. Para el cálculo de este punto de desempeño existen diferentes métodos, pero los más conocidos son: el ATC 40 y el NC2.

2.6.3.1.2 Limitaciones de un análisis no lineal estático

A pesar de que el pushover es un método muy utilizado en la actualidad, hay que tener en cuenta las limitaciones siguientes: (Mejia, 2017) (p.39).

- Incapaz de predecir un comportamiento dinámico de la estructura.
- El primer modo de vibración de la estructura es el único tomado en cuenta, es decir, que para modos altos de vibraciones no tendremos un resultado confiable.
- La respuesta de la estructura dependerá del patrón de fuerzas, lo que significa que un cambio de patrón puede modificar la capacidad de la estructura.
- Para estructuras irregulares es muy inexacto.

2.6.3.2 Análisis dinámico inelástico

Este tipo de análisis en la actualidad es utilizado para determinar el comportamiento de edificios existentes, investigaciones o diseño de estructuras muy singulares. Para el diseño de estructuras convencionales, no es muy utilizado por su alto coste computacional y porque el modelado y la toma de resultados debe de hacerse cuidadosamente. Esto es producto de las posibles incertidumbres que hay en el análisis.

El análisis dinámico inelástico tiene la característica de ser modelado teniendo en consideración la no linealidad de los materiales. Por otra parte, te permite tener la respuesta del comportamiento estructural en el tiempo. (Cabrero, 2014) (p.51)

Una de las principales diferencias del análisis dinámico estático es que, para poder modelar un análisis dinámico inelástico es necesario usar una función historia tiempo como se muestra en la Figura 14, lo que implica una evaluación paso a paso del comportamiento de la estructura. Esto permite caracterizar a este análisis como una herramienta potente de investigación, ya que se pueden obtener detalles de los desplazamientos esperados, distribución y propagación del daño y distribución de esfuerzos.

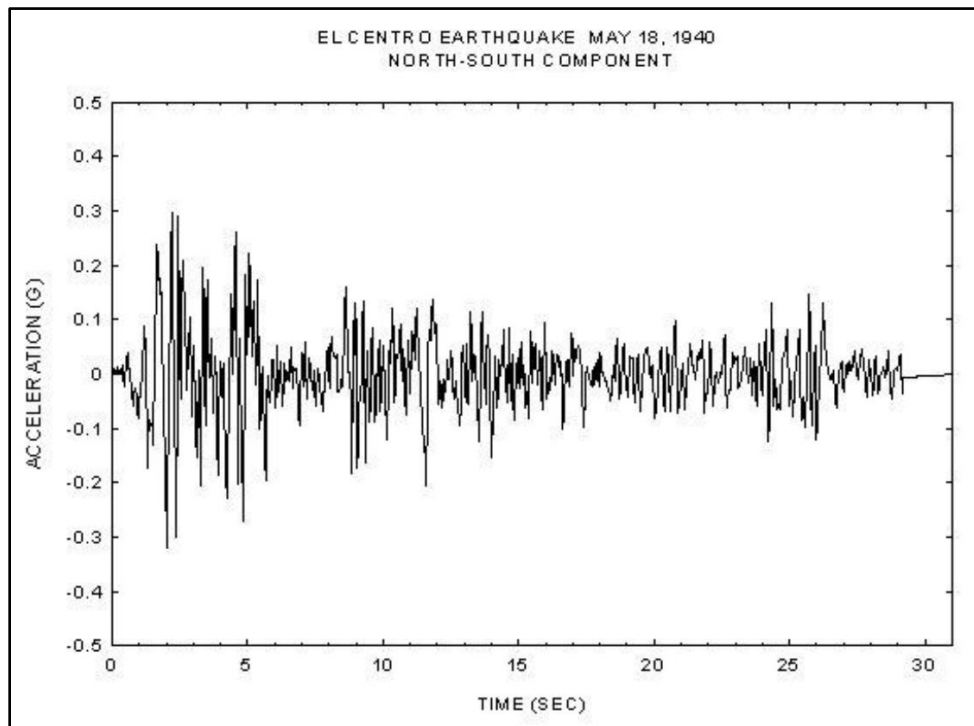


Figura 14: Ejemplo de función historia tiempo.

Por otra parte, la respuesta de la estructura va a depender directamente del sismo de entrada, por lo que se requiere de varios análisis utilizando diferentes acelerogramas reales o artificiales. (Moreno, 2006) (p.23)

Cabe destacar que este análisis dinámico inelástico no proporciona datos sobre la capacidad total de la estructura, ya que depende directamente del sismo con el que se esté analizando. Para tener información sobre la capacidad total de la estructura, es necesario proceder a un análisis dinámico incremental (IDA), en donde se realiza una serie de análisis dinámicos inelásticos acompañado de una amplificación de la acción de entrada hasta producir la rotura de la estructura.

De cada análisis realizado, se grafica el desplazamiento y el cortante basal dando origen a la curva de capacidad dinámica (IDA curve) como muestra la Figura 15. (Cabrero, 2014) (p.51,52)

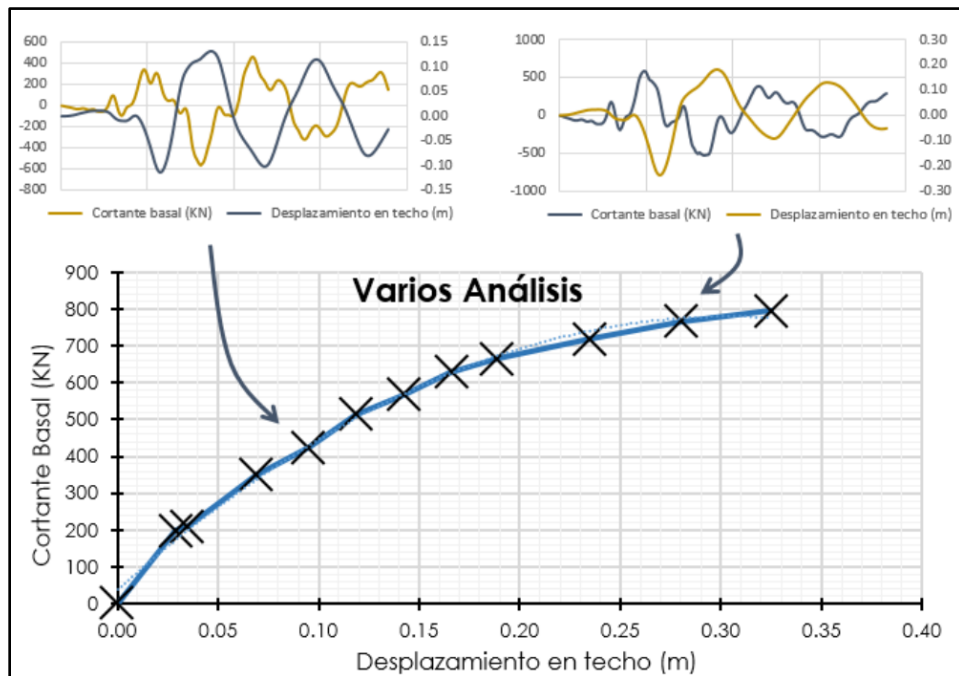


Figura 15: Construcción de una curva de capacidad dinámica. (Cabrero, 2014) (p.51,52)

3 CASOS DE ESTUDIO

Para el estudio del criterio pilar fuerte-viga débil interviene la interacción de varios factores que se deben tener en cuenta al momento de realizar un estudio relacionado con este criterio. Para esto es necesario tener la disponibilidad de trabajar con modelos cuyas características permitan tener en cuenta algunas de los factores principales para que los resultados obtenidos sean los más reales posibles.

En este capítulo se basará en la descripción de las características de los modelos utilizados, así como también, las ideas asumidas con el propósito de simplificar la elaboración de los modelos de estudio. Cabe destacar que las ideas asumidas no alteran la veracidad de los resultados que luego serán presentados.

Por otra parte, el detallado de los modelos analizados van conforme a la normativa de proyecto sismorresistente EC-8.

3.1 Descripción de modelos

La estructura por analizar es un edificio idealizado en un pórtico bidimensional de hormigón armado de dos luces de 7m con vigas y columnas de sección rectangular toda la altura. Cada nivel tiene 3m de altura. Las vigas y columnas fueron predimensionadas con el propósito de cumplir con el criterio de deriva máxima de entrepiso de 2% de la altura. Por otra parte, para el diseño de las columnas, se ha utilizado un factor de sobrerresistencia de 6/5 presentado por la normativa EC-8. Destacar que los nudos entre pilares y vigas se consideran rígidos, y que los pilares se encuentran empotrados en la base.

- Características del hormigón armado:

- | | |
|---|----------------------|
| ✓ Resistencia a compresión a los 28 días: | 30 MPa |
| ✓ Densidad: | 25 Kn/m ³ |
| ✓ Módulo de elasticidad: | 33580 MPa |
| ✓ Coeficiente de Poisson: | 0.20 |

Las características presentadas anteriormente fueron utilizadas constantemente para cada uno de los diferentes modelos analizados.

Para la creación de los diferentes modelos, se tomaron en cuenta diferentes niveles de pisos, ya que la respuesta del análisis serán distintas dependiendo de la altura de la estructura. Se utilizaron estructuras de 5, 10 y 15 niveles, lo que significa que nuestros modelos tendrán 15m, 30m y 45m de altura.

Otro de las variables tomadas en cuenta para la creación de diferentes modelos fue el factor de reducción sísmica “R”. Para este factor se utilizaron valores de 3, 4.5 y 6. Cabe destacar que estas características fueron tomadas en cuenta así, para que luego pudieran ser comparadas con los resultados del análisis estático no lineal realizados por Mejia, 2017.

Por otra parte, al momento de realizar los análisis dinámicos no lineales, se analizaron diferentes niveles de prestaciones utilizando distintos tiempos de retorno de: 100, 500, 1000 y 2500 años. Estos fueron tomados de la norma como referencia.

Se realizaron 36 modelos los cuales se encuentran descritos en la siguiente tabla 2.

Tabla 2: descripción de características de modelos

Modelos	N. Niveles	R	TR (años)
Modelo 1	5	3	100
Modelo 2	5	4.5	100
Modelo 3	5	6	100
Modelo 4	5	3	500
Modelo 5	5	4.5	500
Modelo 6	5	6	500
Modelo 7	5	3	1000
Modelo 8	5	4.5	1000
Modelo 9	5	6	1000
Modelo 10	5	3	2500
Modelo 11	5	4.5	2500
Modelo 12	5	6	2500
Modelo 13	10	3	100
Modelo 14	10	4.5	100
Modelo 15	10	6	100
Modelo 16	10	3	500
Modelo 17	10	4.5	500
Modelo 18	10	6	500
Modelo 19	10	3	1000
Modelo 20	10	4.5	1000
Modelo 21	10	6	1000
Modelo 22	10	3	2500
Modelo 23	10	4.5	2500
Modelo 24	10	6	2500
Modelo 25	15	3	100
Modelo 26	15	4.5	100
Modelo 27	15	6	100
Modelo 28	15	3	500
Modelo 29	15	4.5	500
Modelo 30	15	6	500
Modelo 31	15	3	1000
Modelo 32	15	4.5	1000
Modelo 33	15	6	1000
Modelo 34	15	3	2500
Modelo 35	15	4.5	2500
Modelo 36	15	6	2500

En la siguiente Tabla 3 se presentan las dimensiones utilizadas para los pilares y vigas dependiendo del nivel.

Tabla 3: Características geométricas de pilares y vigas.

Modelos	Niveles	Geometría Pilar (m)	Geometría Viga (m)
Modelo 1-12	5	0.50 X 0.50	0.40 X 0.60
Modelo 13-24	10	0.70 X 0.70	0.40 X 0.60
Modelo 25-36	15	1.00 X 1.00	0.40 X 0.60

La Figura 16 representa el pórtico bidimensional de 5 niveles, la Figura 17 muestra el pórtico de 10 niveles y luego se muestra la Figura 18 que presenta el pórtico de 15 niveles.

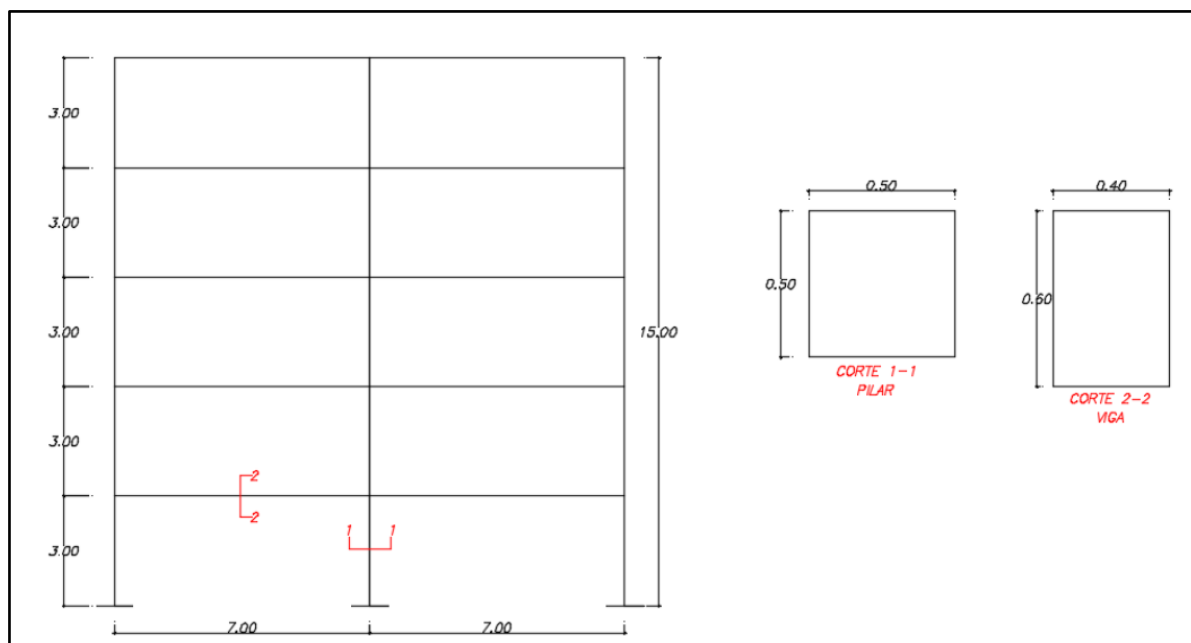


Figura 16: Pórtico de 5 niveles (Mejia, 2017)

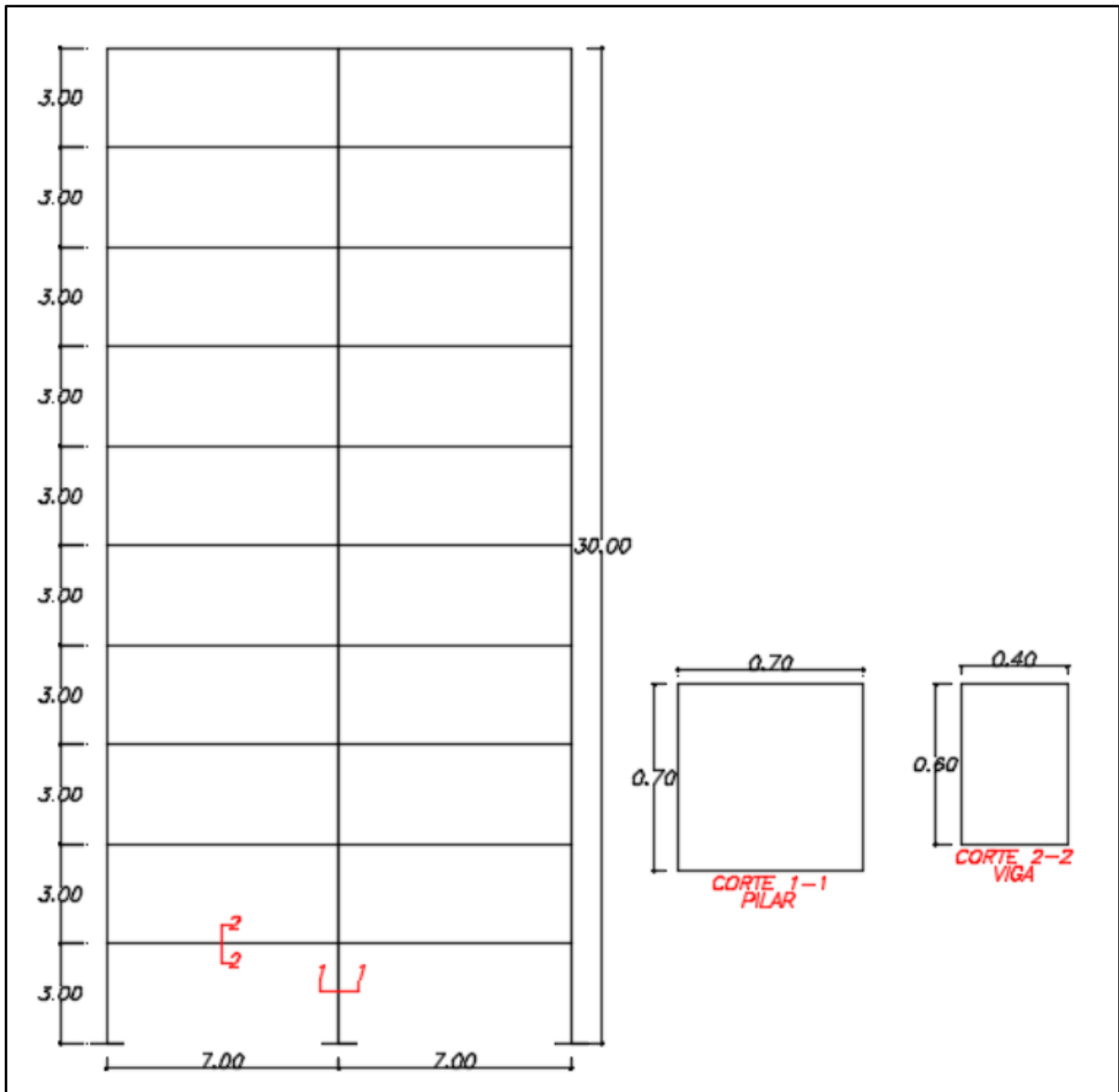


Figura 17: Pórtico de 10 niveles (Mejía, 2017)

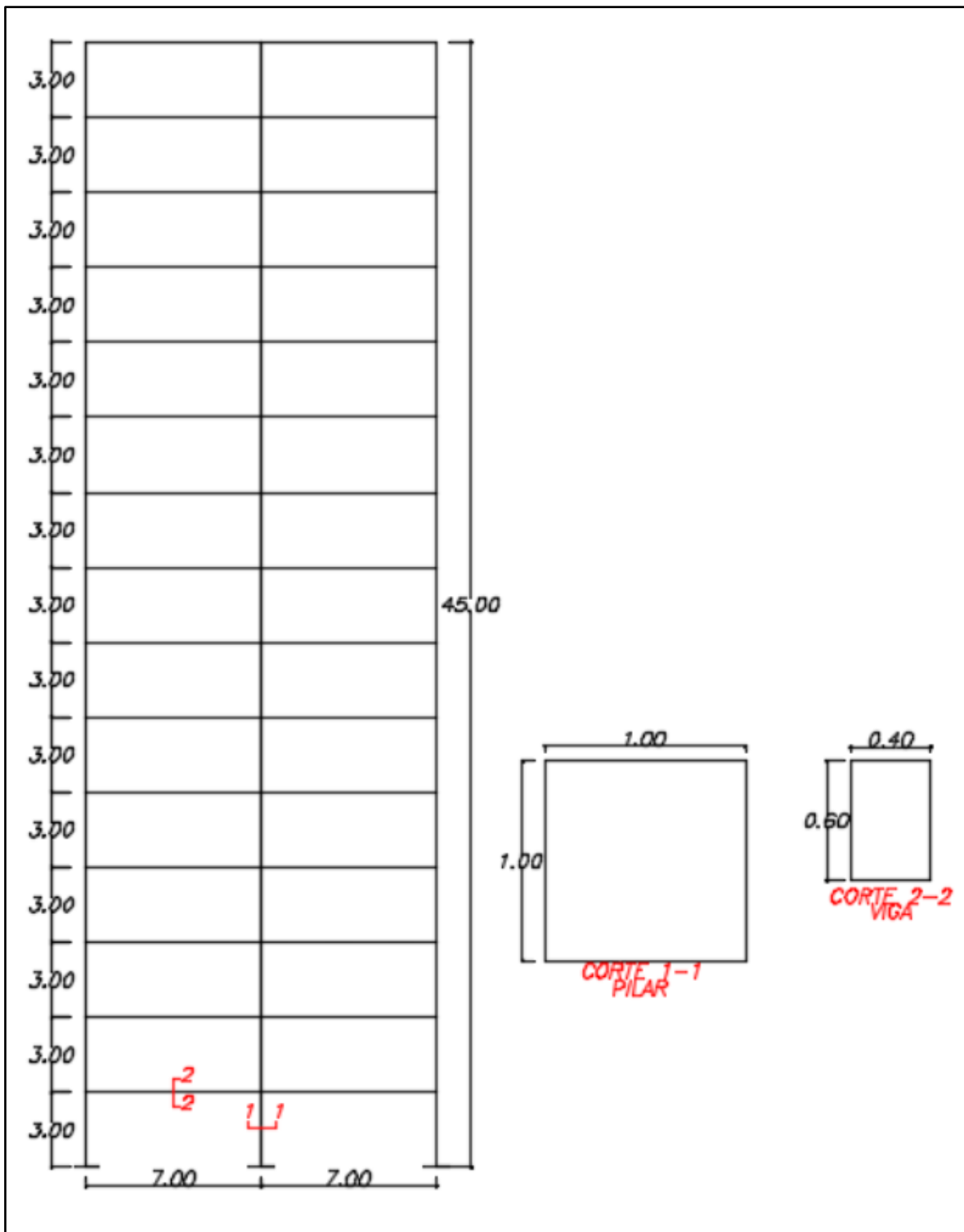


Figura 18: Pórtico de 15 niveles (Mejia, 2017)

3.2 Sismo de diseño

3.2.1 Espectro de diseño

El diseño de los modelos de pórticos de hormigón utilizados fue en base a el espectro elástico de respuesta horizontal anteriormente establecido por el Eurocodigo 8. Para esto, se escaló el espectro utilizado considerando un 50% del valor de la gravedad a la aceleración pico del suelo y un valor de amortiguamiento viscoso de 5%.

Con estas condiciones utilizadas, de la tabla 4 extraída del Eurocodigo 8 se ha seleccionado un tipo de terreno “B” para los parámetros del espectro elástico utilizados en el diseño.

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 4: Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta elástica tipo recomendado. (EC-8) (p.39)

Donde:

- Tipo de terreno B : representa un tipo de suelo con características rígidas.
- S : es el coeficiente de suelo.
- T_B : límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante.
- T_C : límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante.
- T_D : valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro.

En la siguiente Figura 19 se muestra el espectro elástico utilizado por Mejia, 2017 para poder realizar los análisis estáticos no lineales.

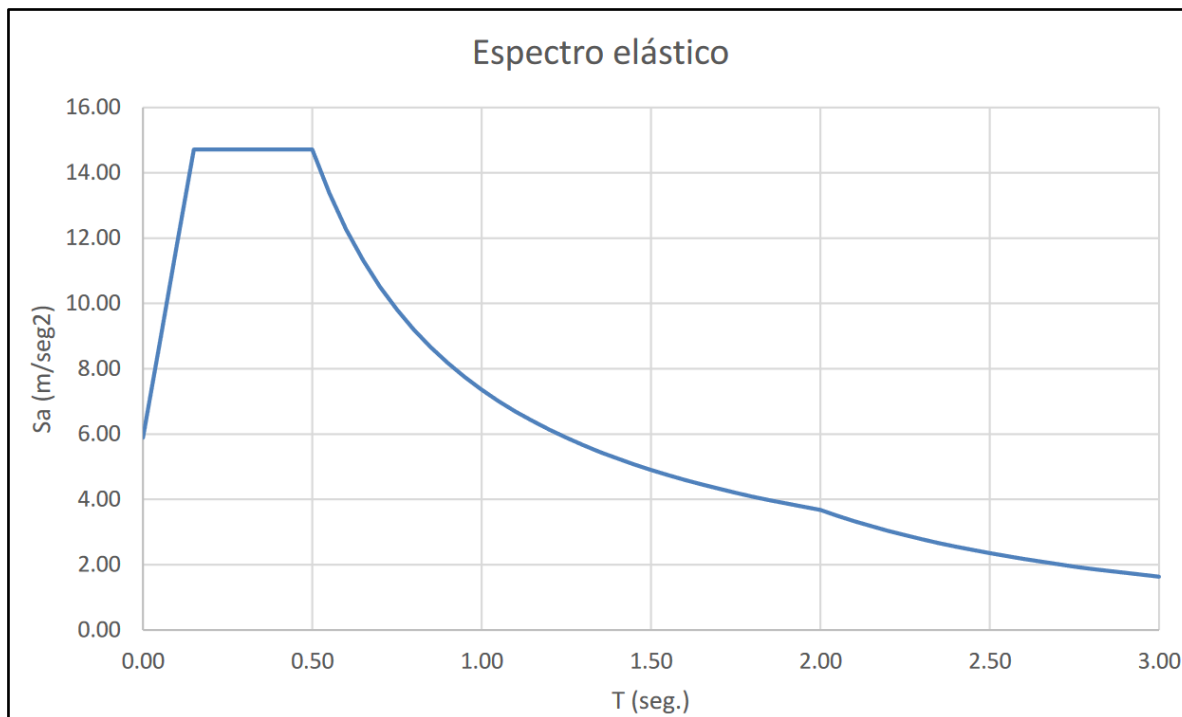


Figura 19: Espectro elástico S_a vs T . (Mejia, 2017) (p.46)

El espectro de diseño se obtuvo mediante la reducción del espectro elástico de respuesta por el factor de reducción sísmica “R”. Estos factores de reducción “R” fueron iguales a 6, 4.5 y 3.

Cabe destacar que estos datos relacionados con el espectro de diseño fueron utilizados por Mejia, 2017, mediante el cual se realizaron diferentes análisis estáticos no lineales que serán comparados posteriormente con los análisis dinámicos no lineales que fueron realizados en esta investigación

3.2.2 Acelerograma

Para el desarrollo de esta investigación se ha utilizado un acelerograma proveniente de un registro RG160-1g, con un PGA= 1g en un suelo tipo B y coeficiente de sitio $S=1.2$, ver Figura 21.

Este acelerograma fue utilizado para el análisis dinámico no lineal para todos los modelos de pórticos de hormigón anteriormente mencionados. Por otra parte, para poder realizar dicha comparación, fue necesario escalar este registro multiplicándolo por 0.51.

Para comparaciones entre mismos análisis dinámicos no lineales, este factor de escala fue modificado con el propósito de analizar diferentes niveles de desempeño.

En la Figura 20 se muestra el acelerograma utilizado para el desarrollo de los análisis dinámicos no lineales.

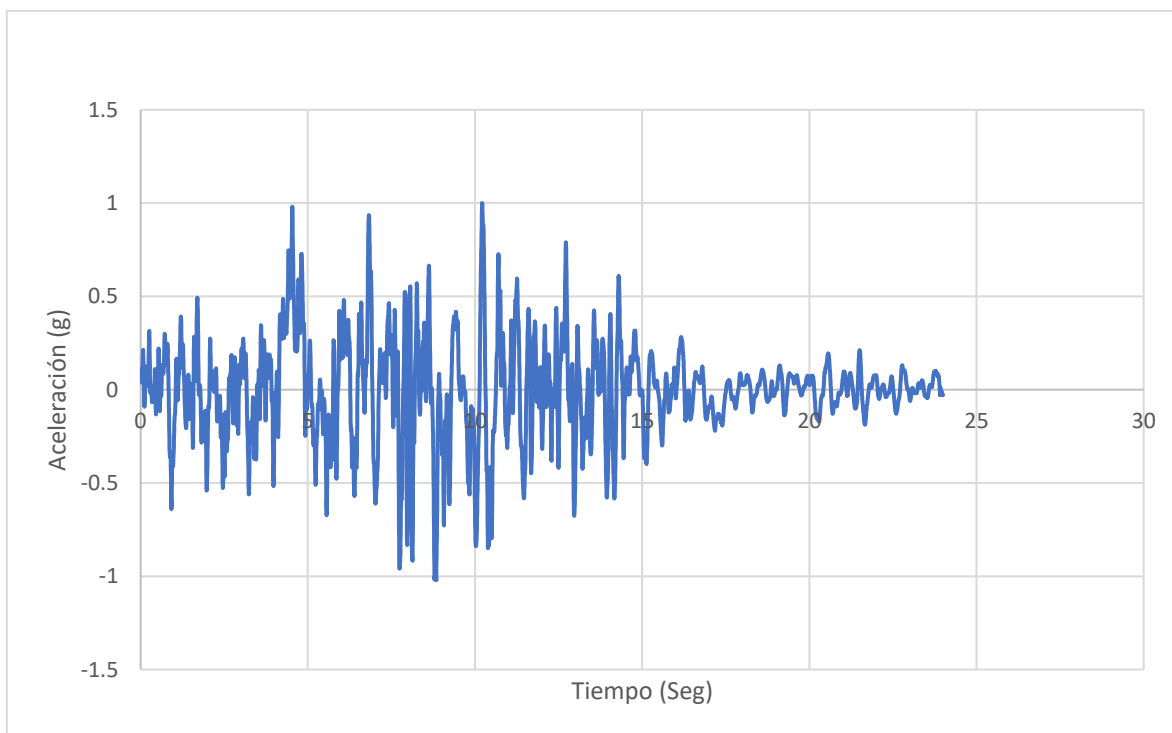


Figura 20: Acelerograma RG160-1g

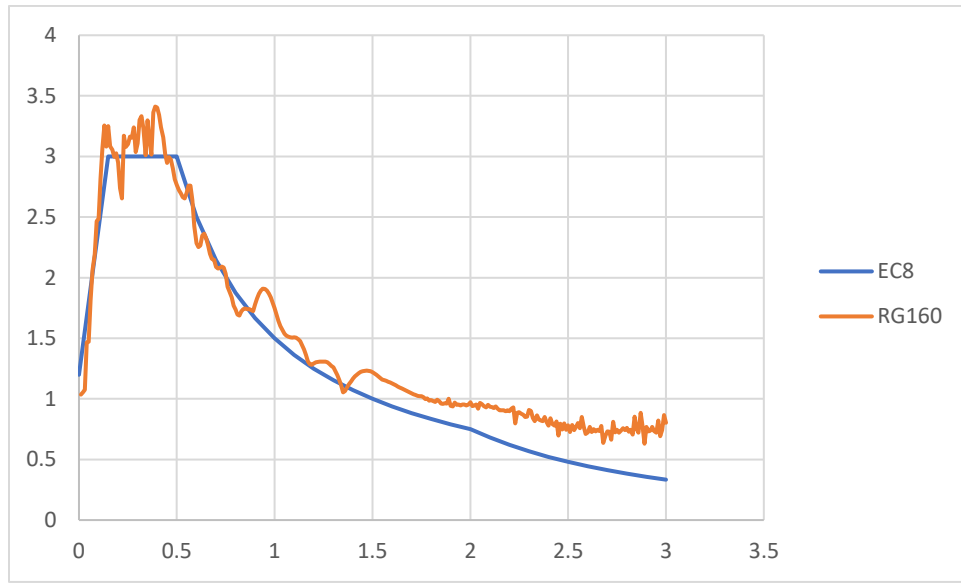


Figura 21: Espectro del Eurocodigo 8 para un PGA=1g, suelo tipo B y S=1.2.

3.3 Diseño de elementos estructurales

Acciones tomadas en consideración para el diseño de vigas y pilares de modelos de pórticos:

- Peso específico del hormigón armado: 2.50 KN/m³.
- Carga permanente (G1): 35KN/m para todos los niveles.
- Sobrecarga de uso (Q): 21KN/m para todos los niveles.
- Carga accidental (A): Sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años.
- Coeficiente de simultaneidad en acciones accidentales Ψ_E : 0.20.

La combinación de cargas utilizadas para simular el peso sísmico de la estructura queda detallada con la siguiente ecuación 20.

$$\text{Peso sísmico} = G_0 + G_1 + 0.20 \cdot Q \quad (20)$$

La combinación de cargas utilizadas para el diseño en estado límite último, quedan detalladas con la siguiente ecuación 21, 22 Y 23.

$$\text{Combinación1: } 1.35 \cdot (G_0 + G_1) + 1.5 \cdot Q \quad (21)$$

$$\text{Combinación2: } (G_0 + G_1) + 0.20 \cdot Q + A \quad (22)$$

$$\text{Combinación3: } Q + A \quad (23)$$

Mediante el uso de estas combinaciones de cargas y el programa SAP2000, se determinó la envolvente de cargas para obtener solicitaciones de diseño. Por medio de los valores de la envolvente de momentos flectores en vigas y pilares, y los diagramas de momento-rotación se pudo reflejar la no linealidad de los elementos estructurales sin tomar en cuenta el armado.

Los diagramas momento-rotación fueron definidos de manera diferente para las vigas y pilares. El diagrama utilizado para vigas se caracteriza por tener un momento de fluencia “ M_y ” igual a 1.10 el momento de solicitación “ M_d ”. Este factor de 1.10 fue considerado como un factor de seguridad. Por otra parte, para considerar el factor de sobrerresistencia a flexión generada por el acero, el momento último “ M_u ” se ha calculado como 1.20 el momento de fluencia “ M_y ”. En la siguiente Figura 22 queda definido el diagrama momento-rotación utilizado en vigas.

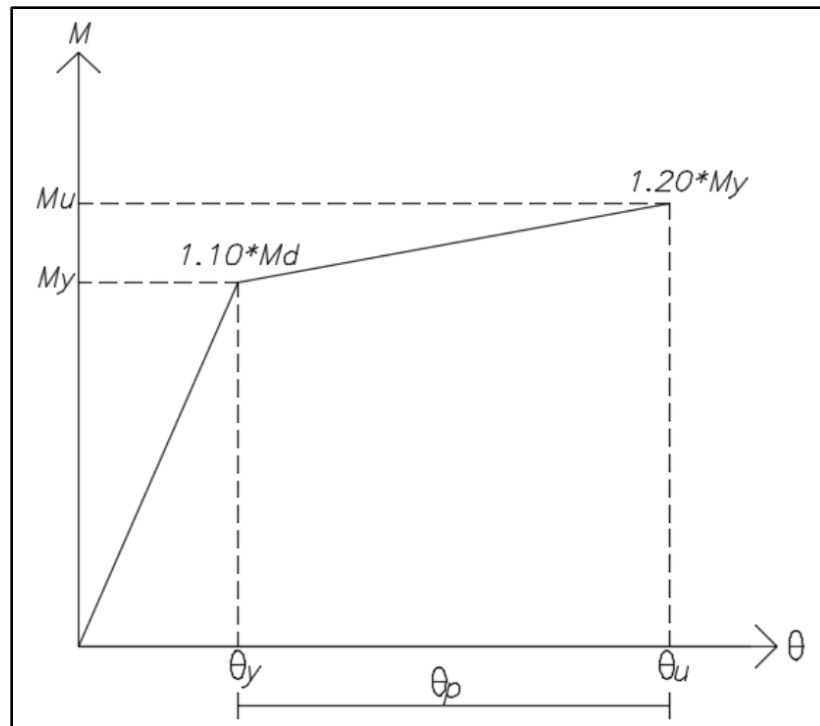


Figura 22: Diagrama momento-rotación para vigas de modelos de estudio.

El diagrama momento-rotación utilizado para los pilares los momentos son multiplicados por un factor de sobrerresistencia de (6/5). Este factor se encuentra establecido en la norma del EC-8 con el objetivo de cumplir con el criterio pilar fuerte – viga débil, es decir que el momento de fluencia y el momento último quedan definido por las siguientes ecuaciones 24 y 25.

$$M_y = (6/5) * (1.10) * M_d \quad (24)$$

$$M_u = (6/5) * (1.20) * M_y \quad (25)$$

En la siguiente Figura 23 queda definido el diagrama momento-rotación utilizado en pilares.

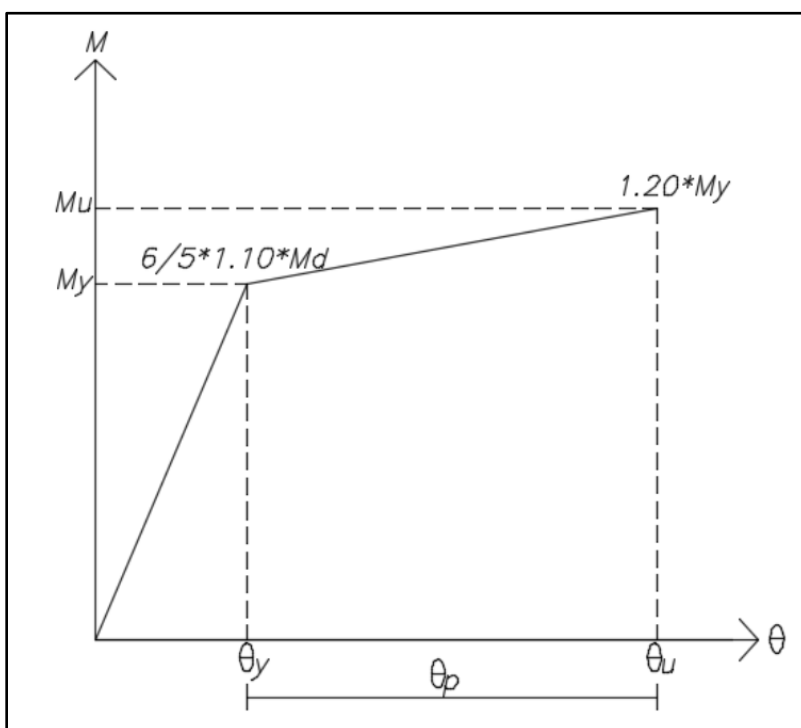


Figura 23: Diagrama momento-rotación para pilares de modelos de estudio.

La ductilidad de los elementos calculada por medio de la rotación plástica fue calculada de la siguiente manera:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p \quad (26)$$

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y} \quad (27)$$

$$\theta_p = (\mu - 1) * \theta_y \quad (28)$$

Considerando la curvatura de fluencia como:

$$\phi_y = 1.6 * \frac{\varepsilon_y}{d} \quad (29)$$

Asumiendo la longitud plástica igual a “d”:

$$\theta_y = \phi_y * L_p = \phi_y * d \quad (30)$$

$$\theta_y = 1.6 * \varepsilon_y \quad (31)$$

$$\theta_p = (\mu - 1) * 1.6 * \varepsilon_y \quad (32)$$

Considerando $\mu = 30$, se obtiene que:

$$\theta_p = 0.098rad \quad (33)$$

Cabe destacar que, para la finalidad de este trabajo, se decidió dar una gran ductilidad a todas las rótulas plásticas, dando así el doble de lo calculado en la ecuación (33). El propósito de esta consideración fue para asegurar que los modelos analizados van a colapsar por la formación de un mecanismo y no porque las rótulas plásticas agotaran su capacidad.

El diseño del armado utilizado para las vigas y pilares se basaron en el criterio de casos prácticos reales, en donde por simplicidad, se agrupan las vigas con similar demanda y todas estas se diseñan para una misma resistencia a flexión. A pesar de que en los extremos de la viga la flexión positiva era casi nula, se colocó un tercio de la resistencia a flexión negativa en los extremos de las vigas ya que esto no va acorde con la practica real. Además, se cumple con el requisito de cuantía mínima.

En el caso de los pilares, se diseñó con igual resistencia los extremos de un mismo nodo, luego a mitad de la altura se consideraron cambios de resistencia. En la siguiente Figura 24 se muestran las distribuciones descritas anteriormente.

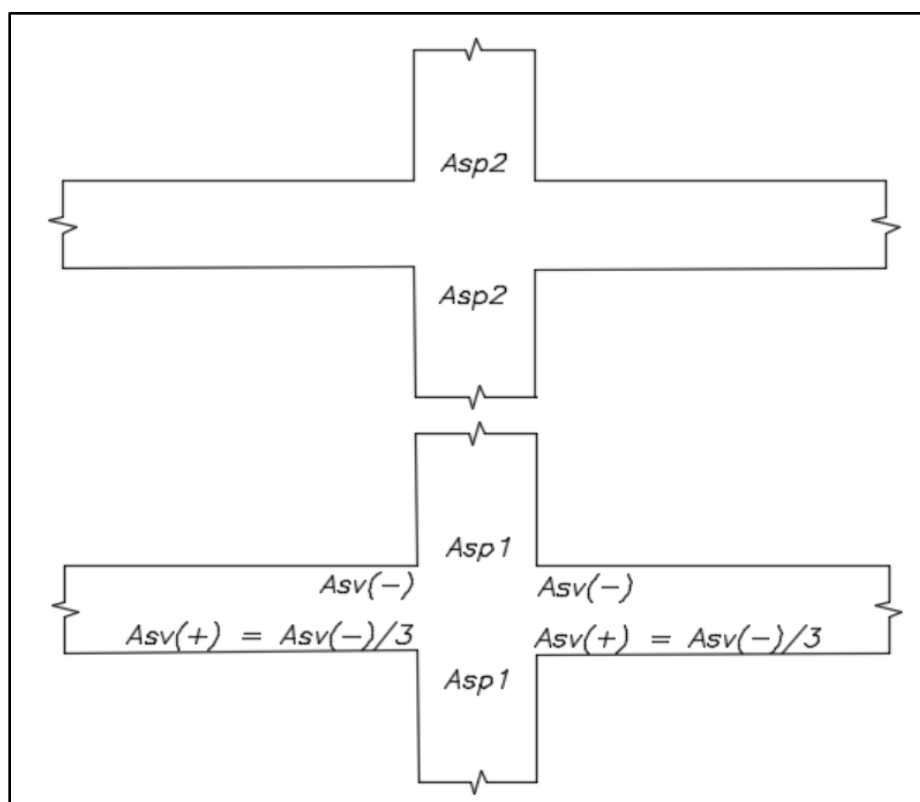


Figura 24: Distribución de resistencia en vigas y pilares.

En las Figuras 25, 26 y 27 se muestran los diagramas de momentos flectores utilizados para el diseño de los elementos de los modelos analizados de 5, 10 y 15 niveles.

En los pórticos de 5 niveles, se puede observar que en los niveles 1, 2 y 3 las vigas tienen solicitaciones similares, lo que significa que fueron diseñadas con un armado que brindan la misma resistencia a flexión como anteriormente se ha descrito. De igual manera, en los pórticos de 10 niveles se puede observar que del nivel 1 al 3, del 4 al 6 y del 7 al 9 tienen similares momentos flectores por lo que se aplicó el mismo criterio. En los pórticos de 15 niveles se observa que del 1 al 8 y del 9 al 14 tienen solicitaciones similares.

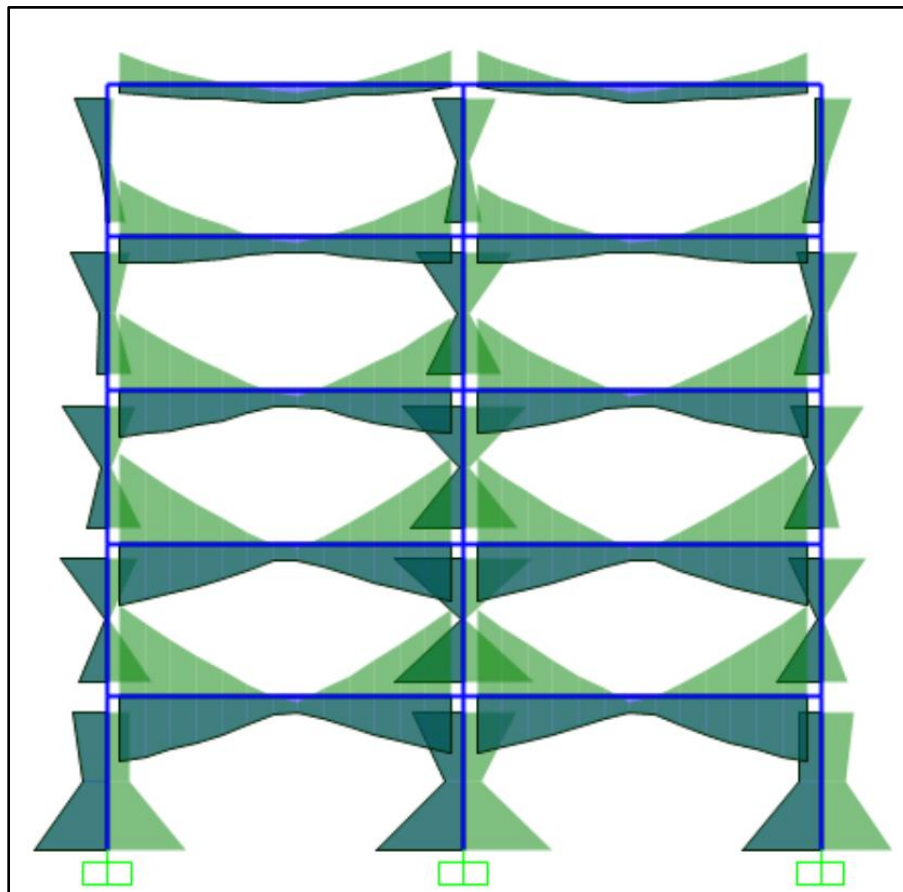


Figura 25: Envolvente de momentos flectores M33 para el diseño de elementos del modelo de pórticos de 5 niveles.

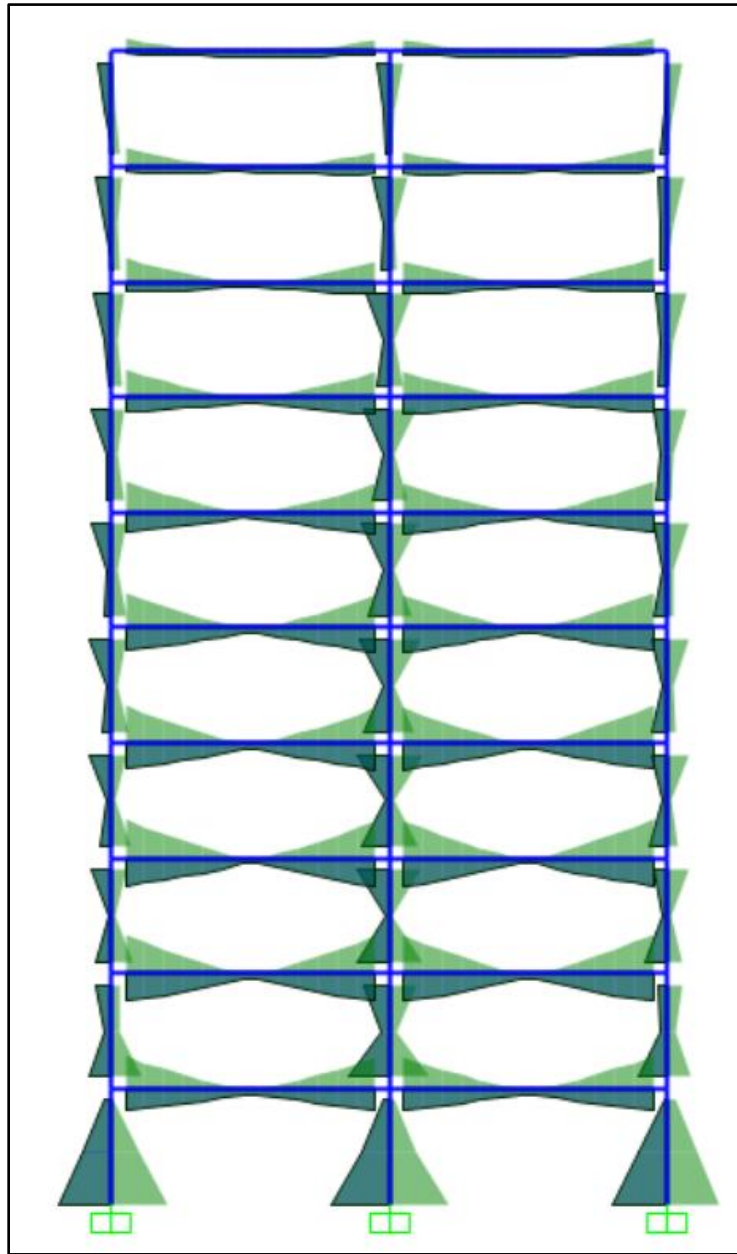


Figura 26: Envolvente de momentos flectores M33 para el diseño de elementos del modelo de pórticos de 10 niveles.

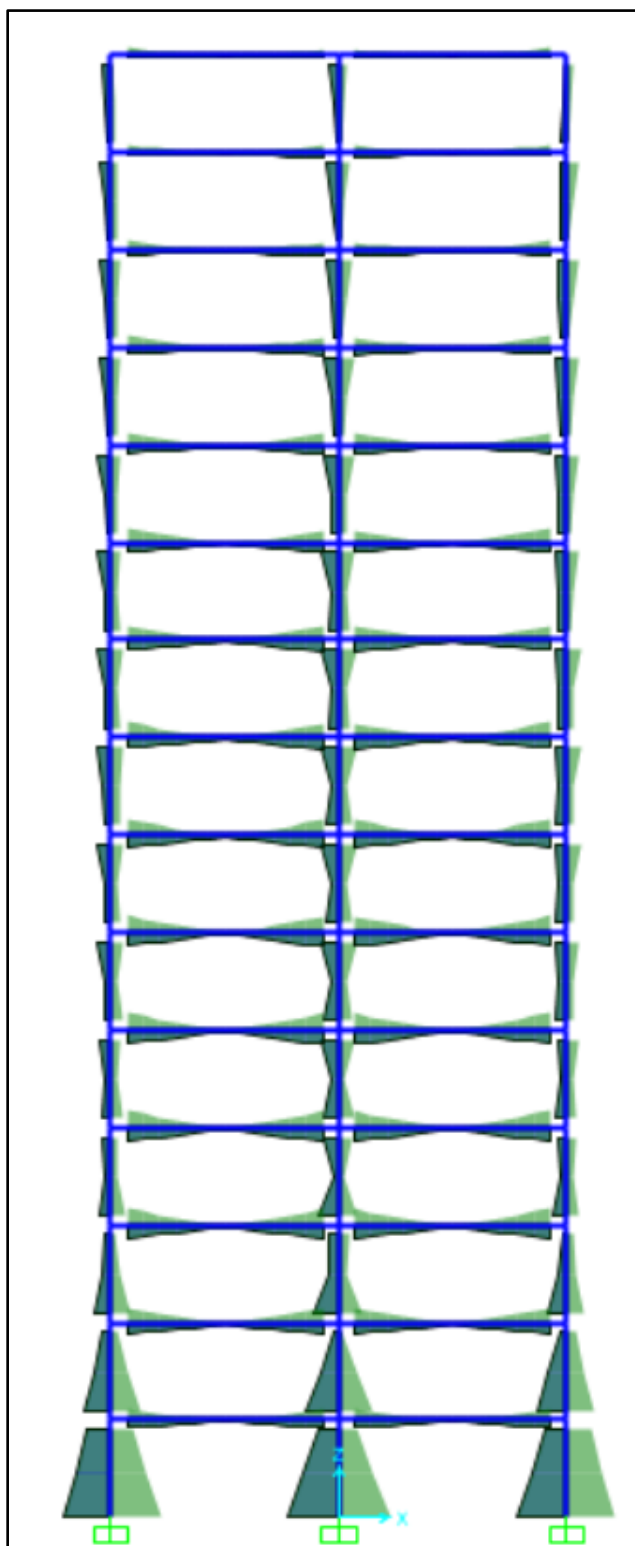


Figura 27: Envolvente de momentos flectores M_{33} para el diseño de elementos del modelo de pórticos de 15 niveles.

4 Evaluación Sísmica

4.1 Análisis dinámico no lineal

4.1.1 Patrones de fuerzas

Las evaluaciones sísmicas realizadas a los modelos creados en este proyecto fueron por medio de un análisis dinámico no lineal (Time History). Para estas evaluaciones se tomaron en cuenta los mismos patrones de cargas utilizadas por (Mejia, 2017) para su investigación, esto es con el propósito de poder compara los resultados obtenidos en ambas investigaciones.

Los patrones de cargas horizontales fueron tres con diferentes distribuciones, en donde dos de ellos se encuentran definidos en el EC-8 y otro se encuentra en la norma FEMA 365. Esta última es recomendada para ser aplicada para estructuras con un periodo fundamental de vibración mayor a un segundo.

Los patrones de fuerzas horizontales fueron los siguientes:

- ✓ EC-8:
 - Patrón uniforme, basado en las fuerzas laterales proporcionales a las masas, independiente de su altura.
 - Patrón modal, proporcional a las fuerzas laterales, coherente con la distribución de las fuerzas laterales en la dirección considerada, determinadas en el análisis estático.
- ✓ FEMA 365:
 - Patrón proporcional a la distribución de las fuerzas de piso, calculadas al cambiar respuestas modales, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio.

Por otra parte, se utilizaron las cargas gravitatorias de los elementos estructurales que se mantienen constantes para todos los modelos.

En la Figura 28, 29 y 30 quedan definidos los patrones de cargas utilizados para el análisis de los diferentes modelos. En la Figura 28 se muestran la distribución de fuerzas uniforme proporcional a la masa de cada nivel definidas en el EC-8, en este caso para el pórtico de 5 niveles. En la Figura 29 se muestran la distribución de fuerzas correspondientes al patrón modal para el modelo del pórtico de 5 niveles definida en el EC-8. Por último, la Figura 30 se aprecia la distribución de fuerzas definidas por la norma FEMA 365 correspondiente al patrón proporcional a las fuerzas de piso para el modelo de pórtico de 5 niveles.

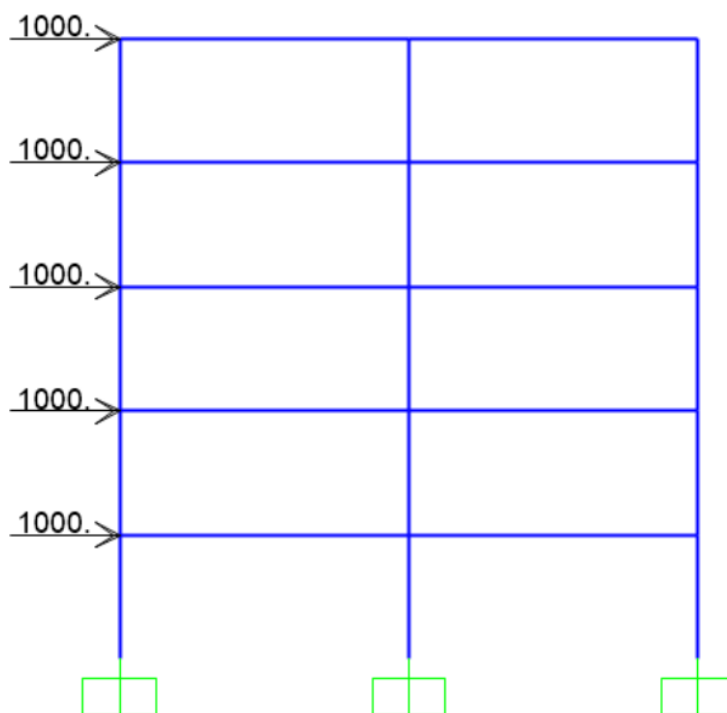


Figura 28: Distribución uniforme de fuerzas EC-8.

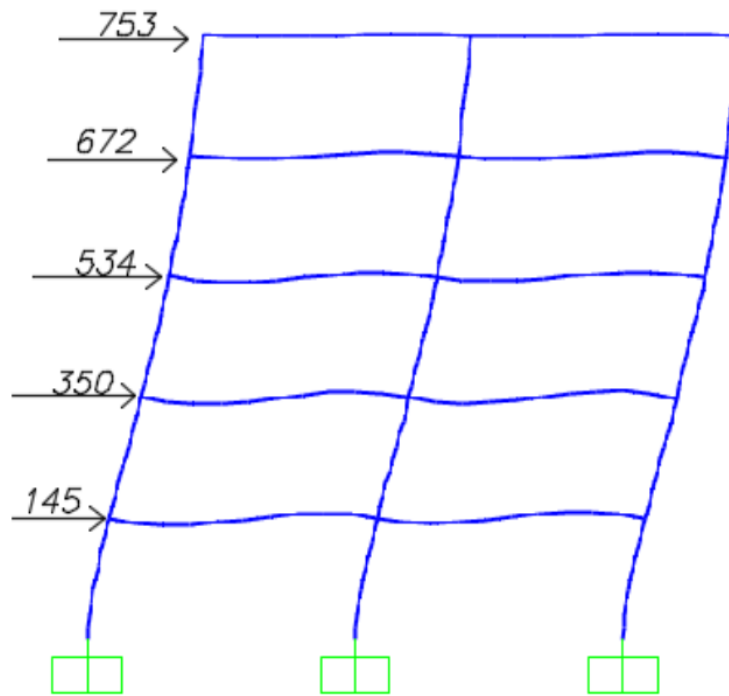


Figura 29: Distribución patrón modal EC-8.

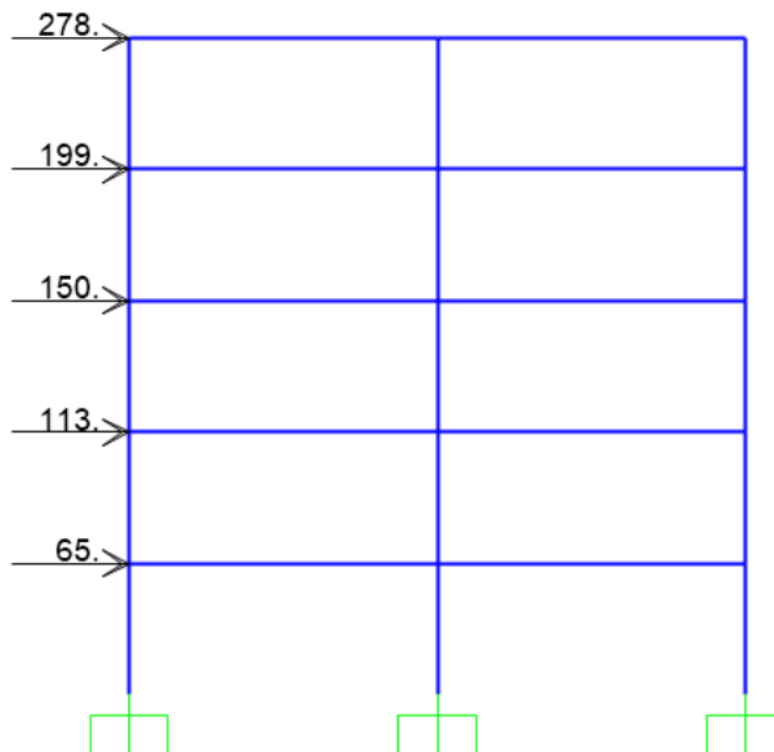


Figura 30: Distribución proporcional a las fuerzas de piso FEMA 365.

4.1.2 Nodo de control

Para tener el control de la deriva de piso de cada modelo analizado, fue necesario tener un punto de control que sea indistinto para cada uno de los modelos. Para resolver este problema, se ha asumido que los elementos horizontales tienen una rigidez axial muy grande, es decir, que cualquier nodo del último nivel se desplaza igual que cualquiera de los demás nodos que se encuentra en su mismo nivel. Para fines de estudio, se ha tomado como punto de control el nodo derecho del último nivel de cada modelo como se muestra en la siguiente Figura 31.

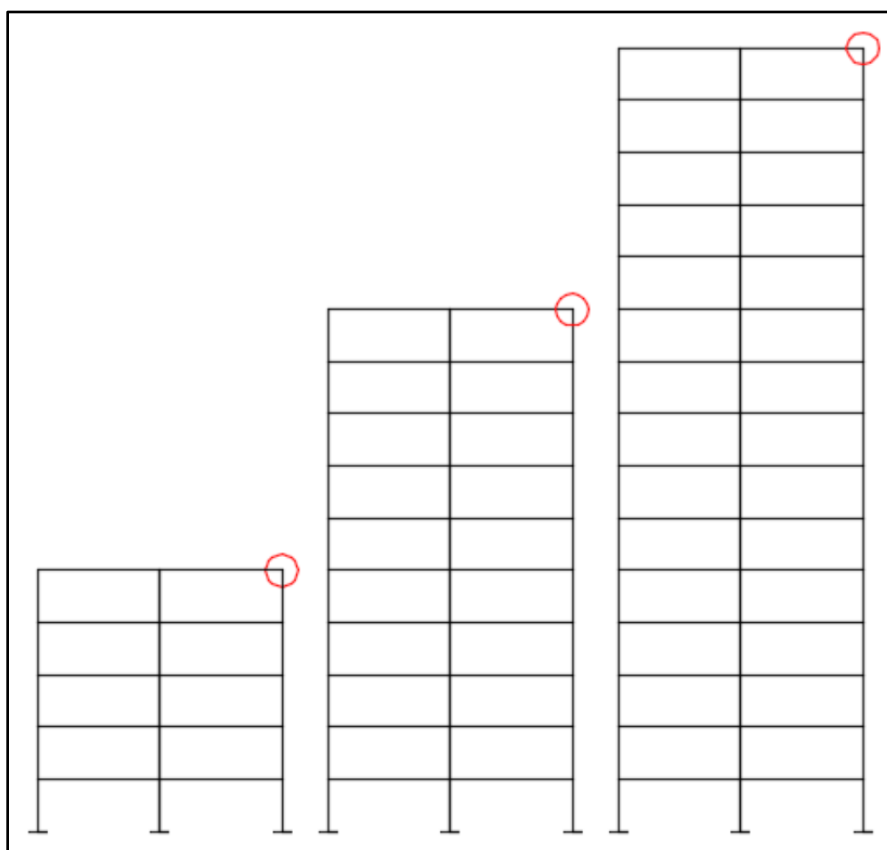


Figura 31: Nodo de control para cada modelo.

4.1.3 Localización de rótulas plásticas

El mecanismo por el cual se define la no linealidad en esta investigación es por medio de las rótulas plásticas. Estos mecanismos aparecen en el instante en que el momento al que es sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección, lo que nos permite distinguir cuando un elemento se encuentra en rango elástico o no.

La localización de las rótulas plásticas fue considerada a la mitad de la longitud plástica de cada elemento, teniendo como excepción los pilares del primer nivel que se ubicaron en la base.

En la siguiente Tabla 5 quedan definidas la localización de las rótulas plásticas y en la Figura 32 se aprecian de manera gráfica las rótulas definidas. Cabe destacar que estas rótulas fueron tomadas iguales que en el análisis estático no lineal realizado por Mejia, 2017, esto con un propósito mencionado anteriormente de poder comparar los resultados.

Nivel	Vigas distancia relativa (dv) %	Pilares distancia relativa (dp) %
5	7.5	17.5
10	10.0	20.0
15	10.0	25.0

Tabla 5: Localización de las rótulas plásticas

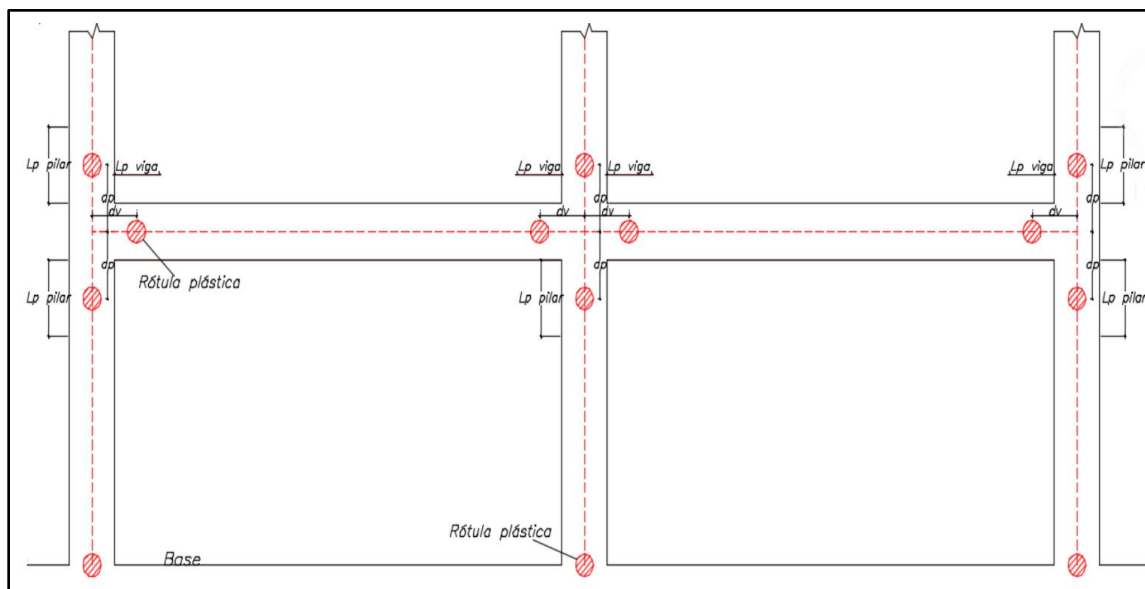


Figura 32: Rótula plástica en los pórticos. (Mejia, 2017) (p.59)

5 PRESENTACION DE RESULTADOS

5.1 Comparación de desempeño mediante Pushover y Time History

Para este acápite se ha realizado una comparación de los resultados presentados por el análisis estático no lineal realizado por (Mejia, 2017) y el análisis dinámico no lineal realizado en esta investigación. Esta comparación es posible, ya que los modelos creados tienen características iguales. La diferencia radica en que para el análisis pushover se ha utilizado el espectro de diseño y para el análisis time history se utilizó un acelerograma. Por otra parte, para el análisis time history se ha utilizado para las rótulas plásticas un ciclo de histéresis llamado Takeda, mientras que para el análisis pushover se utilizó un ciclo de histéresis llamado isotropic.

a) Pórticos de 5 niveles

Los diferentes tipos de modelos de fuerzas utilizados para los diferentes análisis hace posible crear comparaciones entre los análisis. En pórticos de 5 niveles y un mismo factor de reducción $R=3$, el análisis estático no lineal presenta unos desplazamientos en el último nivel un poco superiores al análisis dinámico no lineal, principalmente los patrones de fuerza modal y fuerza dinámica.

Para un factor de reducción $R=4.5$, los desplazamientos que se generan en el último nivel en el análisis time history son muy parecidos a los desplazamientos generados para los patrones de fuerza modal y fuerza dinámica del puso ver.

Aumentando el factor de reducción $R=6$, el desplazamiento resultante en el último nivel del análisis time history difieren mucho de los desplazamientos resultantes del análisis pushover.

Por otra parte, se puede observar que a medida que se aumenta el factor de reducción R los desplazamientos que se generan van aumentando independientemente del análisis utilizado.

En la siguiente Tabla 6 se encuentra resumidas los resultados obtenidos por ambos análisis. Luego en la Figura 33, 34 y 35 se presentan los datos de los desplazamientos junto a las rótulas que se generan en los pórticos de 5 niveles para cada modelo de fuerza utilizado.

MODELO			PushOver			TimeHistory
			Modal	Uniforme	Fuerza dinámica	
5 Niveles	R=3	Desplazamiento (cm)	12.5	11.37	12.46	10.36
	R=4.5		12.68	11.51	12.78	12.4
	R=6		12.9	11.75	12.83	17.96

Tabla 6: Desplazamientos obtenidos del análisis pushover y análisis time history para pórticos de 5 niveles.

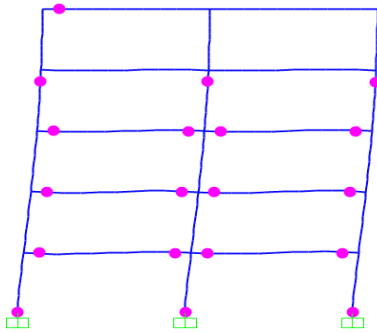
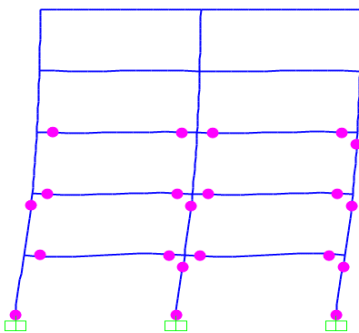
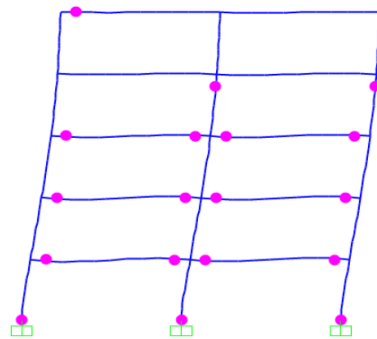
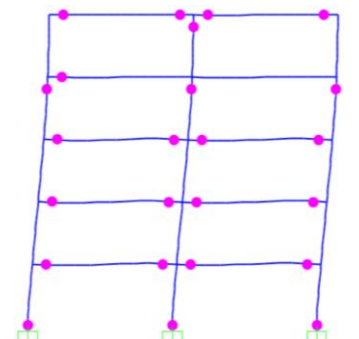
Modelo 4		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.5	11.37
Modelo 4		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.46	10.36

Figura 33: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 5 niveles y factor de reducción R=3.

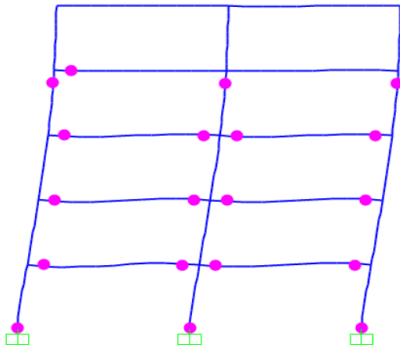
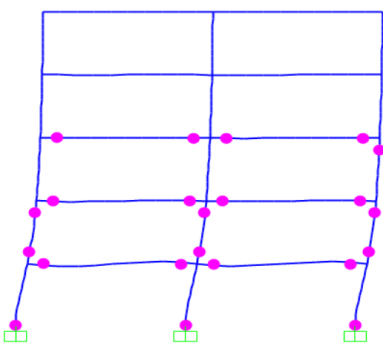
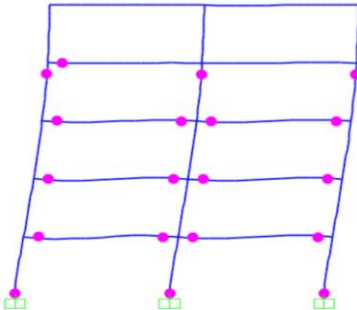
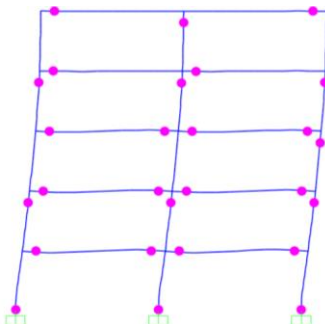
Modelo 5		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.68	11.51
Modelo 5		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.78	12.4

Figura 34: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 5 niveles y factor de reducción $R=4.5$.

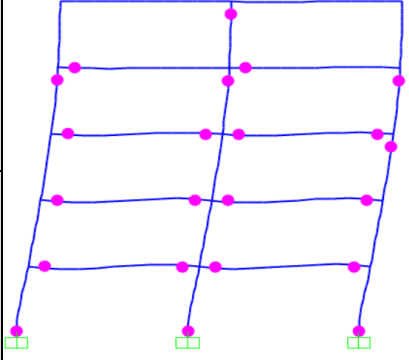
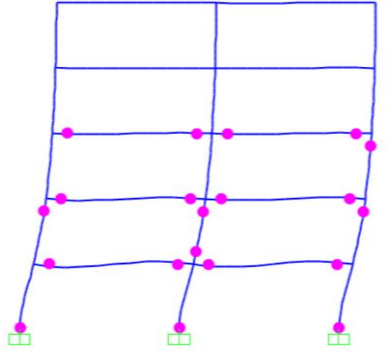
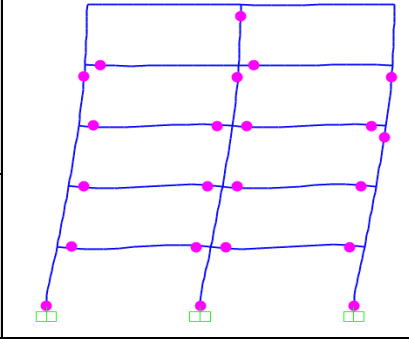
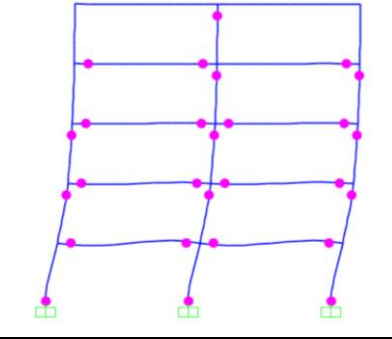
Modelo 6		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.9	11.75
Modelo 6		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	5		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		12.83	17.96

Figura 35: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 5 niveles y factor de reducción $R=6$.

b) Pórticos de 10 niveles

En pórticos de 10 niveles los resultados obtenidos presentan el mismo comportamiento que en los pórticos de 5 niveles. En este caso los resultados de los desplazamientos obtenidos en el punto de control por el análisis dinámico no lineal son notablemente mayores que los resultados del análisis estático no lineal.

Por otra parte, se vuelve a observar que a medida que aumenta el factor de reducción R los desplazamientos generados en el último nivel son mayores.

En algunos casos se ha producido un mecanismo de colapso de la estructura, el cual la estructura no ha podido alcanzar su punto de desempeño como fue el caso del análisis pushover en pórticos de 10 niveles, un factor de reducción $R=6$ y modelo de fuerza uniforme.

En la siguiente Tabla 7 se encuentra resumidas los resultados obtenidos por ambos análisis para pórticos de 10 niveles. Luego en la Figura 36, 37 y 38 se presentan los datos de los desplazamientos junto a las rótulas que se generan en los pórticos de 10 niveles para cada modelo de fuerza utilizado.

MODELO			PushOver			TimeHistory
			Modal	Uniforme	Fuerza dinámica	
10 Niveles	R=3	Desplazamiento (cm)	15.5	13.43	15.36	19.1
	R=4.5		15.77	13.54	15.49	19.54
	R=6		15.58	8.5	15.63	29.39

Tabla 7: Desplazamientos obtenidos del análisis pushover y análisis time history en pórticos de 10 niveles.

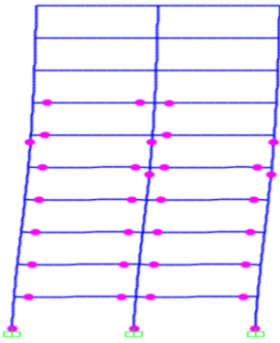
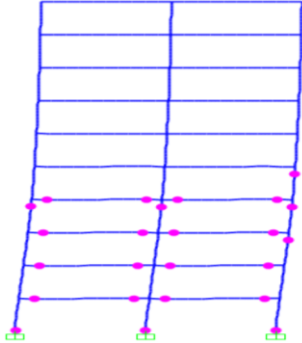
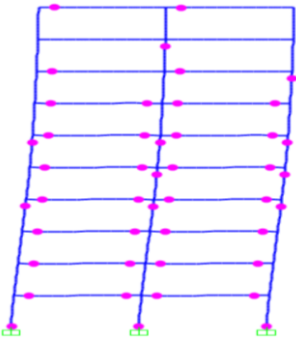
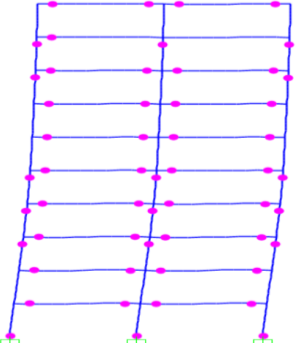
Modelo 16		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.5	13.43
Modelo 16		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.36	19.1

Figura 36: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 10 niveles y factor de reducción $R=3$.

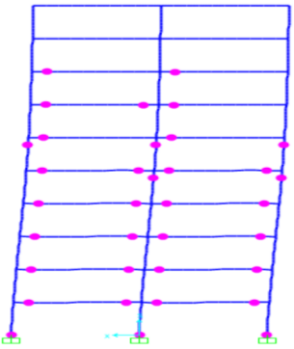
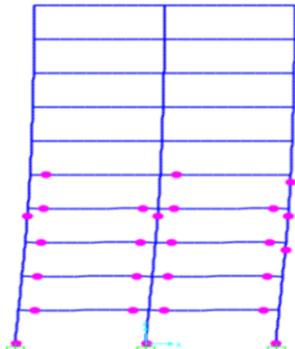
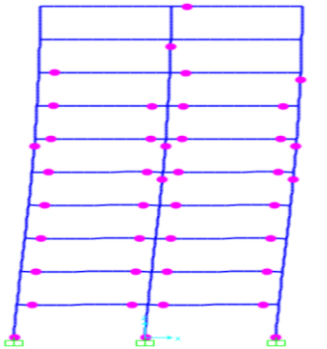
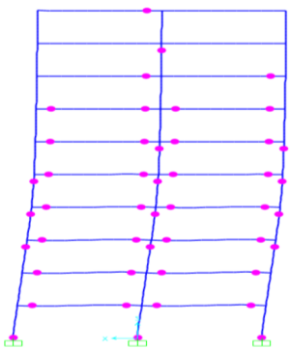
Modelo 17		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.77	13.54
Modelo 17		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.49	19.54

Figura 37: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 10 niveles y factor de reducción $R=4.5$.

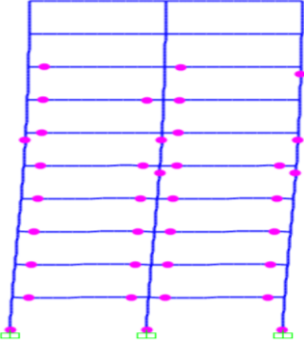
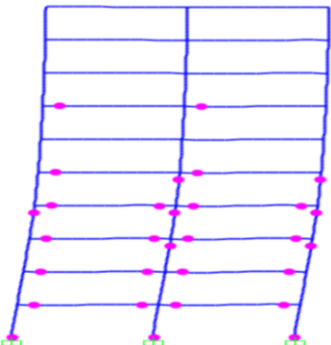
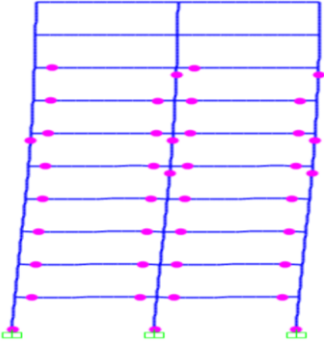
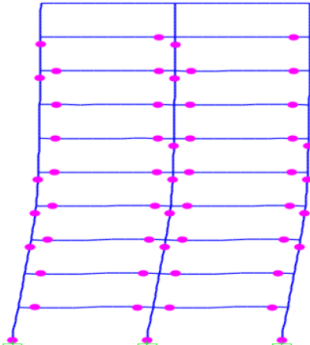
Modelo 18		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.58	8.5
Modelo 18		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	10		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		15.63	29.39

Figura 38: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 10 niveles y factor de reducción $R=6$.

c) Pórticos de 15 niveles

En pórticos de 15 niveles los resultados obtenidos presentan el mismo comportamiento que en los pórticos de 5 y 10 niveles. En este caso los resultados de los desplazamientos obtenidos en el punto de control por el análisis dinámico no lineal difieren mucho en comparación de los resultados presentados por el análisis estático no lineal. Se ha podido ir observando que mientras mayor es el nivel del pórtico, mayor es la diferencia entre los desplazamientos de último piso resultados de los diferentes análisis.

Por otra parte, se vuelve a observar que a medida que aumenta el factor de reducción R los desplazamientos generados en el último nivel son mayores.

En algunos casos se ha producido un mecanismo de colapso de la estructura, el cual la estructura no ha podido alcanzar su punto de desempeño como fue el caso del análisis pushover en pórticos de 15 niveles, un factor de reducción $R=4.5$ y modelo de fuerza modal.

En la siguiente Tabla 8 se encuentra resumidas los resultados obtenidos por ambos análisis para pórticos de 15 niveles. Luego en la Figura 39, 40 y 41 se presentan los datos de los desplazamientos junto a las rótulas que se generan en los pórticos de 15 niveles para cada modelo de fuerza utilizado.

MODELO			PushOver			Time History
			Modal	Uniforme	Fuerza dinámica	
15 Niveles	R=3	Desplazamiento (cm)	16.7	14.44	16.68	44.78
	R=4.5		13.69	14.47	16.84	54.68
	R=6		18.64	14.51	16.87	59.917

Tabla 8: Desplazamientos obtenidos del análisis pushover y análisis time history en pórticos de 15 niveles.

Modelo 28		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		16.7	14.44
Modelo 28		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	3		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		16.68	44.78

Figura 39: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 15 niveles y factor de reducción $R=3$.

Modelo 29		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		13.69	14.47
Modelo 29		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	4.5		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		16.84	54.68

Figura 40: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 15 niveles y factor de reducción $R=4.5$.

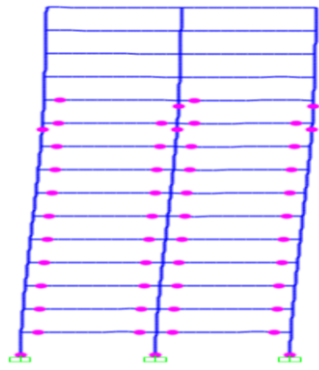
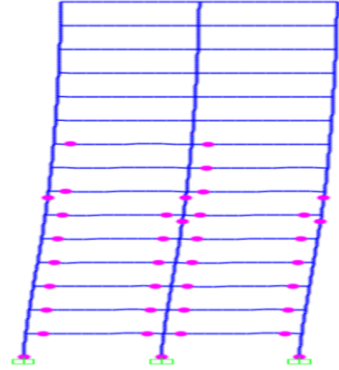
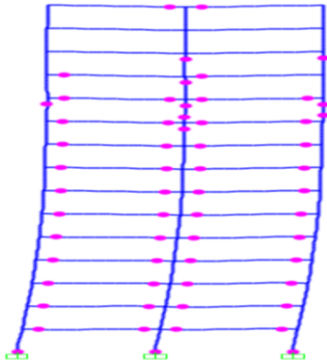
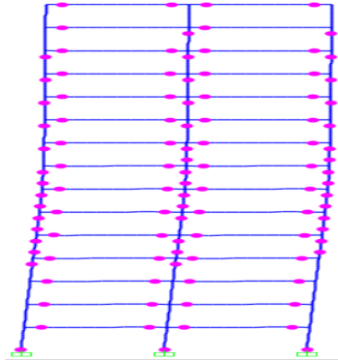
Modelo 30		Perfil de fuerzas horizontales	
		Distribución Modal	Distribución Uniforme
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		18.64	14.51
Modelo 30		Perfil de fuerzas horizontales	
		Fuerza Dinámica	TimeHistory
Nº pisos	15		
Factor de reducción (R)	6		
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	Desplazamiento ultimo nivel (cm)
		16.87	59.917

Figura 41: Desplazamientos del último nivel de piso generados por análisis pushover y time history en pórticos de 15 niveles y factor de reducción $R=6$.

Estos resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales no obligatoriamente tienen que ser parecidos a los resultados obtenidos por el análisis estático no lineal, ya que su metodología es diferente. El análisis dinámico no lineal va a depender directamente del acelerograma con el que se esté analizando la estructura. Esta es la razón por lo que cuando se realiza un análisis Time History el EC-8 plantea que se debe utilizar 7 acelerogramas o utilizar mínimo 3 y utilizar el más desfavorable.

Por otra parte, cabe destacar que estos desplazamientos tan grandes se producen porque las rótulas plásticas fueron diseñadas para poder rotar infinitamente. Esto con el propósito de hacer que la estructura falle obligatoriamente cuando se genere un mecanismo de colapso.

5.2 Desempeño para diferentes niveles de prestaciones

Para presentara los resultados obtenidos en esta sección, se han realizado diferentes análisis dinámicos no lineales con diferentes periodos de retorno del sismo utilizado. Estos diferentes análisis fueron aplicados a los modelos de pórticos con los que se ha estado trabajando en todo el trabajo.

Con estos resultados se podrán observar variaciones entre los desplazamientos que se generan en la estructura al variar el período de retorno del sismo. Por otra parte, se analizarán las distribuciones de las rótulas plásticas que se generan al cambiar el período de retorno del sismo, la altura de los pórticos y el factor de reducción R . Al final de todo, se estarán presentando el análisis de perfiles de fuerzas que se van a generar en la estructura que dependerán del factor de reducción R y la altura de los pórticos.

5.2.1 Curva de análisis incremental dinámico “IDA”

Para poder estudiar el comportamiento de una estructura sometida a una fuerza dinámica, dígase un sismo, se presenta mediante una curva incremental provenientes de varios análisis dinámicos no lineales, en donde se poco a poco se va incrementando el PGA (Peak Ground Acceleration) y se va verificando lo desplazamientos que se van generando en el último nivel del pórtico analizado.

Para nuestro caso, se realizaron 35 análisis dinámicos no lineales para cada factor de reducción $R = 3, 4.5$ y 6 , y para cada pórtico de $5, 10$ y 15 niveles. Estos análisis se hicieron con un aumento del PGA de 0.05 en 0.05 comenzando con un $PGA = 0.235g$ hasta llegar a un $PGA = 2.00g$.

A) Pórticos de 5 niveles

En las Tablas: 30, 31 y 32 que se encuentran en el anexo A, se presentan el incremento de los desplazamientos del último nivel de piso generados por cada variación de PGA. Luego en la Figura 42 se podrá observar el gráfico IDA, en donde se podrá apreciar que no es una curva directamente proporcional al aumento del PGA, sino que tendrá unas variaciones que van a depender del daño generado en la estructura.

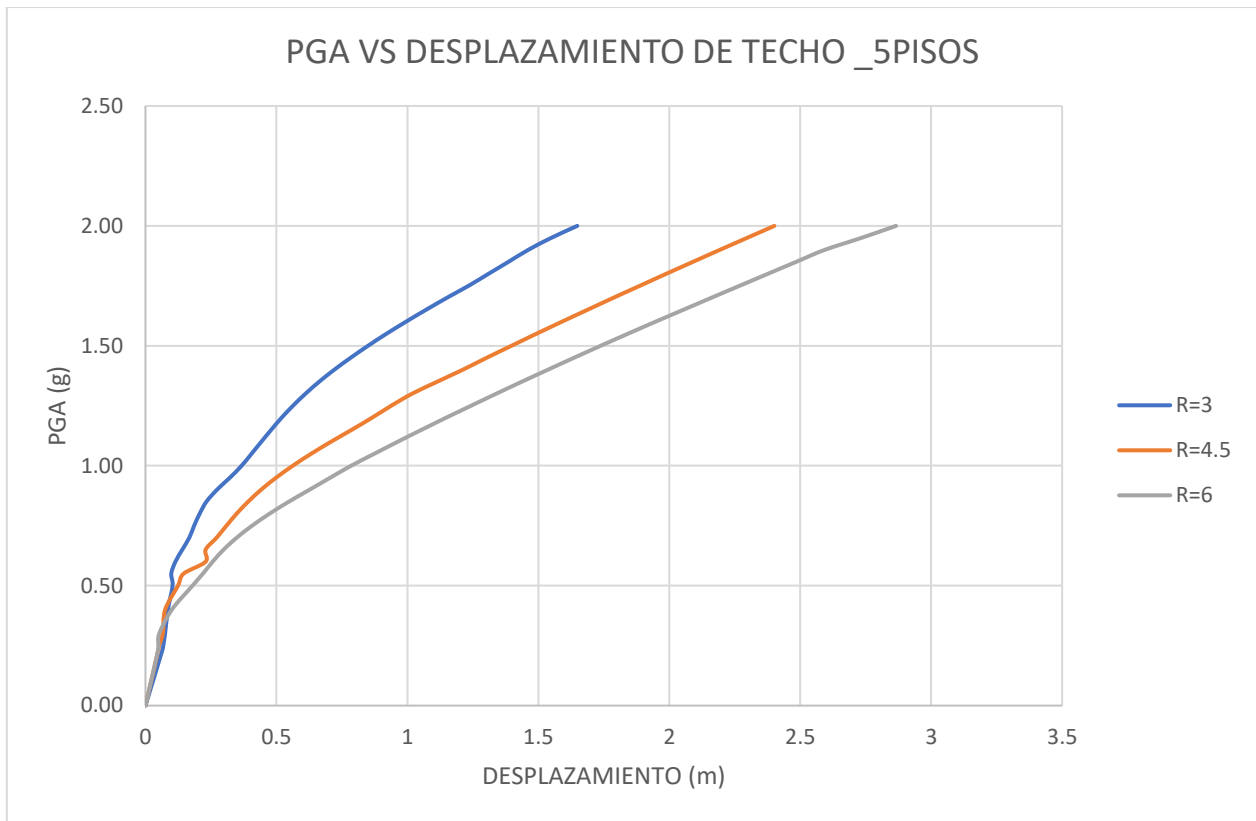


Figura 42: Gráfico IDA en pórticos de 5 niveles y variación de factor de reducción $R=3$, 4.5 y 6 .

Para esta Figura 42 se puede observar que dependiendo del factor de reducción “ R ” con el que se esté analizando la estructura, los desplazamientos generados en el último nivel de piso tendrán variaciones notables. Además, se pudo determinar que mientras mayor es el factor de reducción la estructura tendrá mayor capacidad de disipación de energía, y por defecto, tendrá mayor capacidad de desplazamiento.

Por otra parte, para estos modelos analizados de 5 niveles se puede observar que hasta un $PGA = 0.45g$ aproximadamente se obtienen los mismos desplazamientos en el último nivel de piso, luego de esto se producen variaciones notables.

B) Pórticos de 10 niveles

En las Tablas: 3, 34 y 35 que se encuentran en el anexo A, se presentan el incremento de los desplazamientos del último nivel de piso generados por cada variación de PGA. Luego en la Figura 43 se podrá observar el gráfico IDA, en donde se podrá apreciar al igual que en los pórticos de 5 niveles, que no es una curva directamente proporcional al aumento del PGA, sino que tendrá unas variaciones que van a depender del daño generado en la estructura.

De igual manera que para los pórticos de 5 niveles, se realizaron varios análisis dinámicos no lineales, en donde se varía el PGA y el factor de reducción “R”.

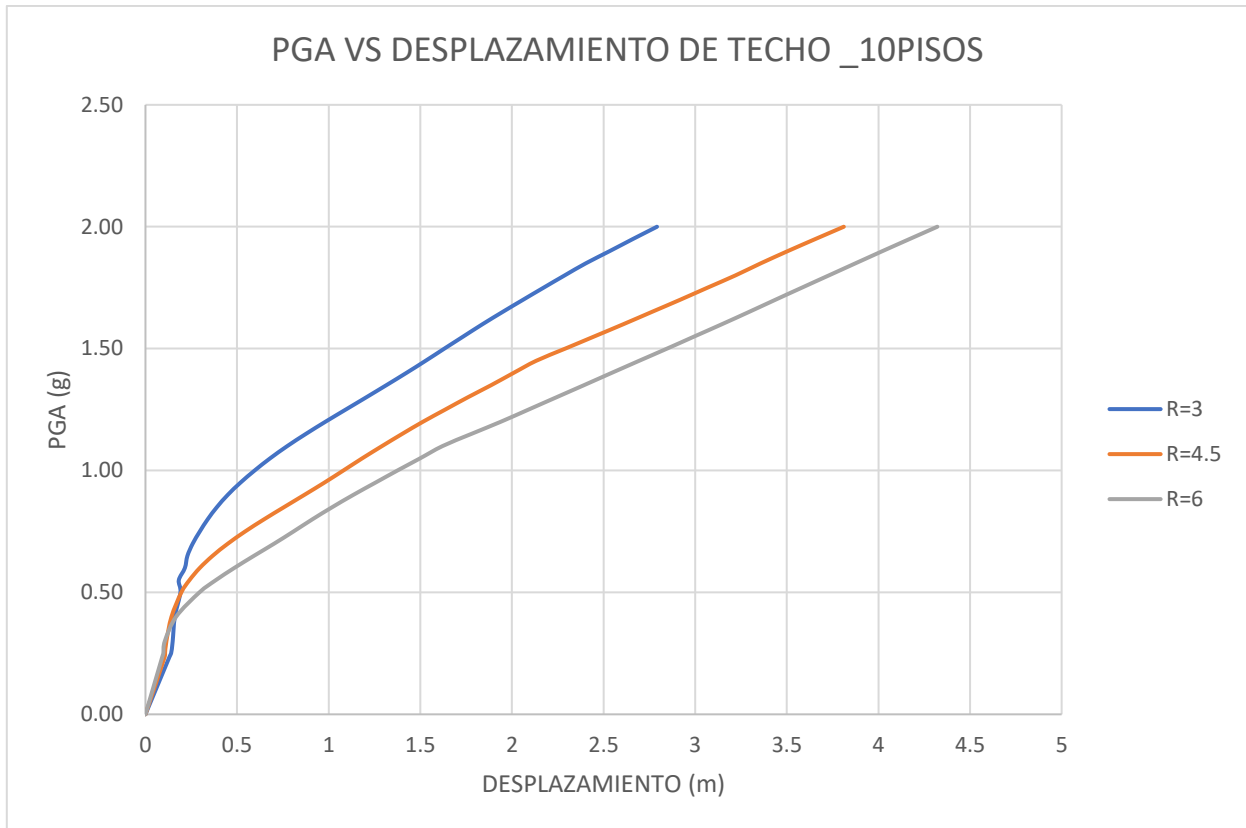


Figura 43: Gráfico IDA en pórticos de 10 niveles y variación de factor de reducción $R=3$, 4.5 y 6.

En esta Figura 43 se puede observar las mismas características que para los pórticos de 5 niveles, en donde mientras mayor es el factor de reducción “R” mayor son los desplazamientos producidos en la estructura.

De igual manera, se puede observar que al igual que los pórticos de 5 niveles los desplazamientos generados hasta el $PGA = 0.45$ aproximadamente son iguales para los diferentes factores de reducción “R” utilizados.

A diferencia de los modelos de pórticos de 5 niveles, en los pórticos de 10 niveles se generan mayores desplazamientos producto de su altura.

C) Pórticos de 15 niveles

En las Tablas: 36, 37 y 38 que se encuentran en el anexo A, se presentan el incremento de los desplazamientos del último nivel de piso generados por cada variación de PGA. Luego en la Figura 44 se podrá observar el gráfico IDA, en donde se podrá apreciar al igual que en los pórticos de 5 y 10 niveles, que no es una curva directamente proporcional al aumento del PGA, sino que tendrá unas variaciones que van a depender del daño generado en la estructura.

De igual manera que para los pórticos de 5 y 10 niveles, se realizaron varios análisis dinámicos no lineales, en donde se varía el PGA y el factor de reducción “R”.

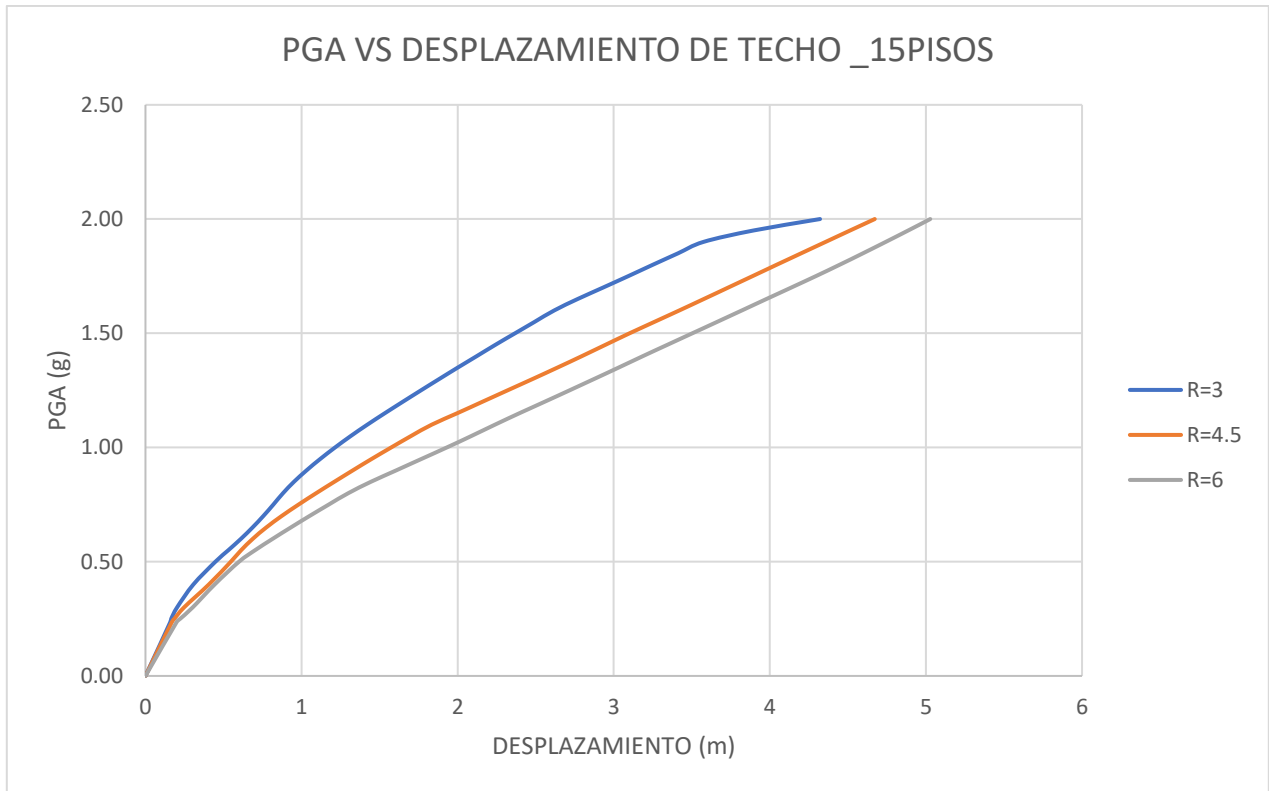


Figura 44: Gráfico IDA en pórticos de 15 niveles y variación de factor de reducción R=3, 4.5 y 6.

En esta Figura 44 se puede observar las mismas características que para los pórticos de 5 y 10 niveles, en donde mientras mayor es el factor de reducción “R” mayor son los desplazamientos producidos en la estructura.

A diferencia de los demás pórticos de 5 y 10 niveles, se puede observar que los desplazamientos generados llegan a ser aproximadamente iguales hasta llegar a un PGA = 0.25g para los diferentes factores de reducción “R” utilizados. Por otra parte, para pórticos de mayor nivel se observa que la diferencia de desplazamientos que se generan al cambiar el factor de reducción “R” son menores que para pórticos de menores niveles, y que mientras mayor es el pórtico analizado, mayores serán los desplazamientos generados en el último nivel.

5.3 Distribución de rótulas plásticas para diferentes niveles de prestaciones

Los análisis dinámicos no lineales se han realizado para diferentes períodos de retorno de 100 años, 500 años, 1000 años y 2500 años con el propósito de analizar que sucede con las rótulas plásticas. Por medio de estos resultados se podrá observar las distribuciones de las rótulas para los diferentes períodos de retorno y para los modelos de pórticos de diferentes niveles. Además, se podrá analizar los giros máximos producidos en los diferentes modelos.

Por otra parte, otro de los factores que se han seguido tomando en consideración para los análisis realizados es el cambio de factor de reducción $R=3, 4.5$ y 6 .

A) Pórticos de 5 niveles

Cada modelo de pórticos de 5 niveles está analizado para periodos de retorno diferentes y variando el factor de reducción “R” con el propósito de analizar las distribuciones de las rótulas plásticas como se ha mencionado anteriormente.

Para esto se presentarán en las siguientes Tablas 9, 10, 11 y 12, en donde se muestra datos como el desplazamiento máximo, y junto a esto los giros máximos producidos en vigas y columnas. Adicionalmente se presenta en dichas tablas la imagen de los modelos con las rótulas plásticas que se producen para ese desplazamiento máximo.

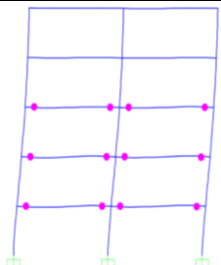
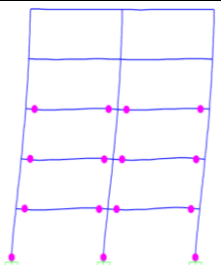
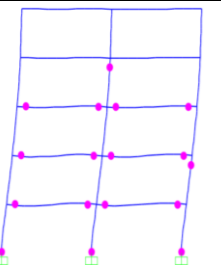



Modelo: 1, 2 y 3		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	100						
Nº pisos	5						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	7.49	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	6.602	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	5.254
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.00134	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.002383	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.003872
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.000019	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.001096	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.002563

Tabla 9: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 5 niveles y período de retorno de 100 años.

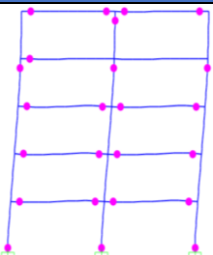
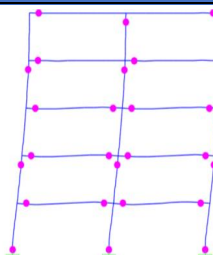
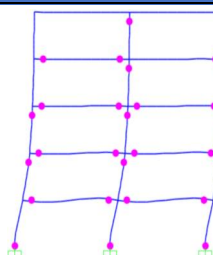
Modelo: 4, 5 y 6		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	500						
Nº pisos	5						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	10.36	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	12.4	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	17.96
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.006103	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.011529	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.026838
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.002682	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.008994	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.022268

Tabla 10: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 5 niveles y período de retorno de 500 años.

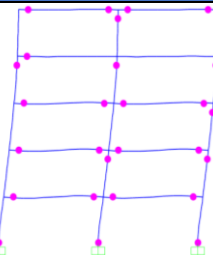
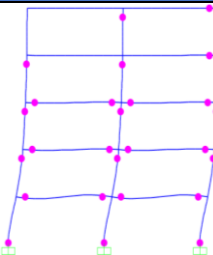
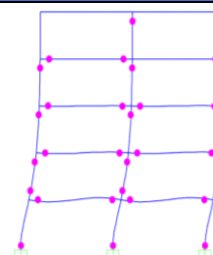
Modelo: 7, 8 y 9		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	1000						
Nº pisos	5						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	14.05	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	22.96	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	29.85
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.010893	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.034521	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.047193
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.008296	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.028749	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.039343

Tabla 11: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 5 niveles y período de retorno de 1000 años.

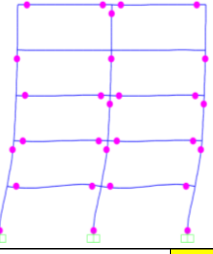
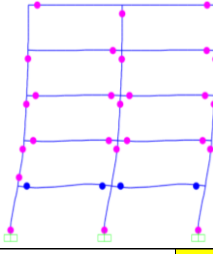
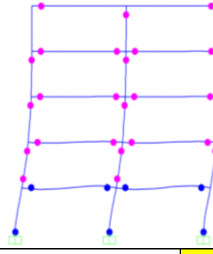
Modelo: 10, 11 y 12		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	2500						
Nº pisos	5						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	27.29	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	44.15	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	62.64
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.040733	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.067337	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.09925
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.034397	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.056538	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.083407

Tabla 12: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 5 niveles y período de retorno de 2500 años.

Como es de esperar los resultados de los desplazamientos máximos determinados por el análisis dinámico no lineal, muestran que las estructuras sufren desplazamientos mayores cuando son sometidas a sismos con mayor período de retorno. Esto se puede ver claramente en las tablas mostradas anteriormente.

Por otra parte, en los modelos 1, 2 y 3 se puede observar que para un período de retorno de 100 años y un factor de reducción $R=3$, las rótulas plásticas solo aparecen en las vigas de los niveles más bajos, pero luego cuando aumentas el factor de reducción “R”, aparecen rótulas en la base de las columnas del primer nivel antes que aparezcan rótulas plásticas en todas las vigas superiores. Luego si se sigue aumentando el factor de reducción “R” siguen aumentando las rótulas plásticas en vigas como en columnas de niveles superiores.

Los resultados de este análisis muestran que antes de que se produzca rótulas en todas las vigas, aparecen rótulas plásticas en las columnas, principalmente en la base de las columnas del primer nivel. Además, se puede observar que mientras mayor es el período de retorno la demanda de los giros plásticos aumenta.

Cabe destacar que pueden aparecer rotaciones con valores exagerados producto de que fueron diseñadas para girar de forma infinita.

B) Pórticos de 10 niveles

Cada modelo de pórticos de 10 niveles al igual que los de 5 niveles, están analizados para periodos de retorno diferentes y variando el factor de reducción “R”.

Para esto se presentarán en las siguientes Tablas 13, 14, 15 y 16, en donde se muestra datos como el desplazamiento máximo, y junto a esto los giros máximos producidos en vigas y columnas. Adicionalmente se presenta en dichas tablas la imagen de los modelos con las rótulas plásticas que se producen para ese desplazamiento máximo.

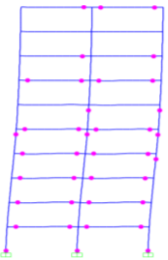
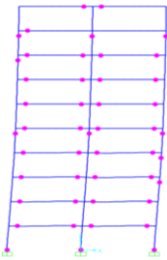
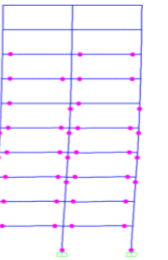
Modelo: 13, 14 y 15		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	100						
Nº pisos	10						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	14.86	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	11.42	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	10.55
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.005112	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.004678	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.00506
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.001508	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.00374	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.003327

Tabla 13: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 10 niveles y período de retorno de 100 años.

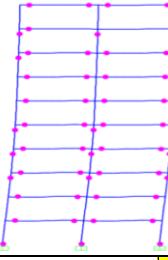
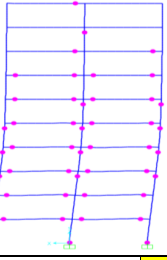
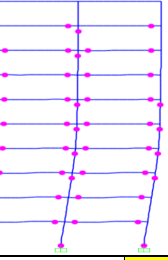
Modelo: 16, 17 y 18		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	500						
Nº pisos	10						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	19.1	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	19.54	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	29.39
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.008641	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.013338	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.025278
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.00704	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.009763	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.019453

Tabla 14: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 10 niveles y período de retorno de 500 años.

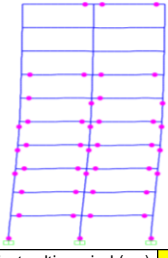
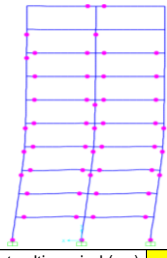

Modelo: 19, 20 y 21		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	1000						
Nº pisos	10						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	22.88	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	36.63	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	59.17
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.012355	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.031653	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.054656
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.008858	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.024517	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.042149

Tabla 15: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 10 niveles y período de retorno de 1000 años.

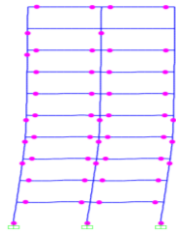
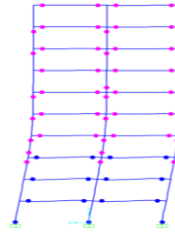
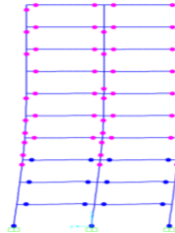
Modelo: 22, 23 y 24		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	2500						
Nº pisos	10						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	44.88	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	86.68	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	113.4
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.037582	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.082608	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.108652
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.029184	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.063965	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.085308

Tabla 16: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 10 niveles y período de retorno de 2500 años.

De igual manera que lo mencionado anteriormente para los pórticos de 5 niveles los resultados de los desplazamientos máximos determinados por el análisis dinámico no lineal para los modelos de pórticos de 10 niveles, muestran que las estructuras sufren desplazamientos mayores cuando son sometidas a sismos con mayor período de retorno.

Se puede observar que cuando aumentas el factor de reducción “R”, continúan apareciendo mayor cantidad de rótulas plásticas. De igual forma, al ir aumentando el periodo de retorno también aumentan los giros plásticos producidos en la estructura.

Los resultados de este análisis para pórticos de 10 niveles muestran que antes de que se produzca rótulas en todas las vigas, aparecen rótulas plásticas en las columnas, principalmente en la base de las columnas del primer nivel.

C) Pórticos de 15 niveles

De igual manera que los análisis realizados para los modelos de pórticos de 5 y 10 niveles, los modelos de pórticos de 15 niveles están analizados para periodos de retorno diferentes y variando el factor de reducción “R”.

En las siguientes Tablas 17, 18, 19 y 20 se muestra datos como el desplazamiento máximo, y junto a esto los giros máximos producidos en vigas y columnas. Adicionalmente se presenta en dichas tablas la imagen de los modelos con las rótulas plásticas que se producen para ese desplazamiento máximo.

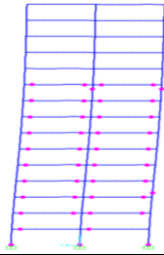
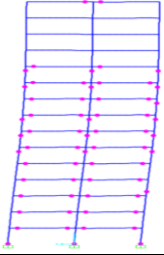

Modelo: 25, 26 y 27		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	100						
Nº pisos	15						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	20.25	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	24.71	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	30.24
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.003624	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.008391	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.012846
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.001526	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	-0.005566	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.009077

Tabla 17: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 15 niveles y período de retorno de 100 años.

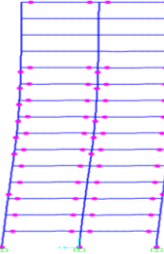
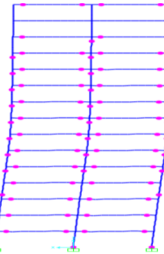
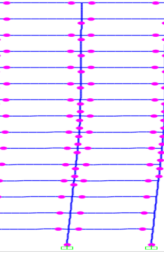
Modelo: 28, 29 y 30		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	500						
Nº pisos	15						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	44.78	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	54.68	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	59.917
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.016886	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.025911	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.030208
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.011242	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.018937	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.022215

Tabla 18: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 15 niveles y período de retorno de 500 años.

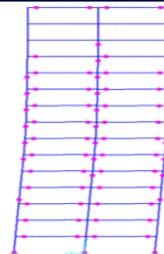
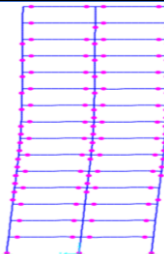
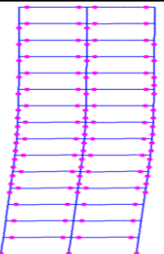
Modelo: 31, 32 y 33		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	1000						
Nº pisos	15						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	68.61	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	77.38	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	93.12
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.030528	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.038951	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.049372
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.022155	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.028477	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.037578

Tabla 19: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 15 niveles y período de retorno de 1000 años.

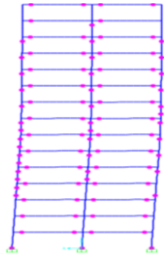
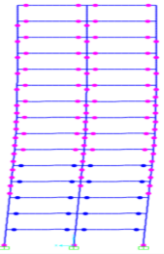
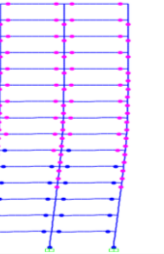
Modelo: 34, 35 y 36		Time History					
		R=3		R=4.5		R=6	
Período de Retorno (años)	2500						
Nº pisos	15						
		Desplazamiento ultimo nivel (cm)	103.2	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	132.9	Desplazamiento ultimo nivel (cm)	160.7
		Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.051182	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.072048	Giro Plástico Max. Vigas (Rad)	0.093665
		Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.03742	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.054383	Giro Plástico Max. Pilares (Rad)	0.073848

Tabla 20: Desplazamientos máximos y giros plásticos máximos en vigas y columnas en pórticos de 15 niveles y período de retorno de 2500 años.

Estos modelos de pórticos de 15 niveles presentan las mismas características de comportamiento que los modelos de pórticos de 10 y 5 niveles, se observa que las estructuras sufren desplazamientos mayores cuando son sometidas a sismos con mayor período de retorno y que mientras mayor es la estructura, los desplazamientos generados serán mayores.

Se sigue observando que con el aumento del factor de reducción “R” aparecen mayor cantidad de rótulas plásticas en la estructura. También, sigue saliendo como resultado que el criterio pilar fuerte – viga débil no cumple su objetivo, ya que siguen apareciendo rótulas plásticas en columnas antes de que aparezcan en todas las vigas.

Los resultados de este análisis en pórticos de 15 niveles siguen presentando mayor giro plástico en las rótulas que se encuentran en la base de las columnas del primer nivel que en las vigas de niveles superiores. Esto nos afirma con mayor claridad que el criterio pilar fuerte–viga débil no cumple con su objetivo.

Cabe destacar que no todas las rótulas plásticas que se presentan en los modelos analizados en SAP2000 son rótulas plásticas reales, ya que estas pudieran ser fisuras y el programa presentara estas fisuras como la formación de una rótula. Si los giros plásticos son menores de 0.002, se puede pensar que no se ha formado una rótula plástica, sino que es una fisura.

5.4 Perfiles de fuerzas

Para determinar los perfiles de fuerzas que se generan en cada uno de los modelos analizados, se ha determinado mediante el programa SAP2000 las aceleraciones que se producen en cada uno de los pisos para el tiempo en que se produce el máximo desplazamiento que, multiplicado por la masa de cada nivel, obtenemos la fuerza de cada uno de los niveles.

Esto nos permite poder comprender el comportamiento de la estructura cuando es sometida a una fuerza sísmica. Por otra parte, nos permite determinar cuáles son los modos de vibraciones que realmente predominan en la estructura en estudio.

Para obtener resultados de estos análisis, se han tomado en cuenta la variación del factor de reducción con $R=3$, 4.5 y 6, y con esto poder obtener respuestas que se producen al modificar este factor.

En las Figuras: 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52 y 53 se presentan las distribuciones de fuerzas encontradas para los modelos de pórticos de 5, 10 y 15 niveles para cada factor de reducción “R” mencionado anteriormente.

A) Pórticos de 5 niveles

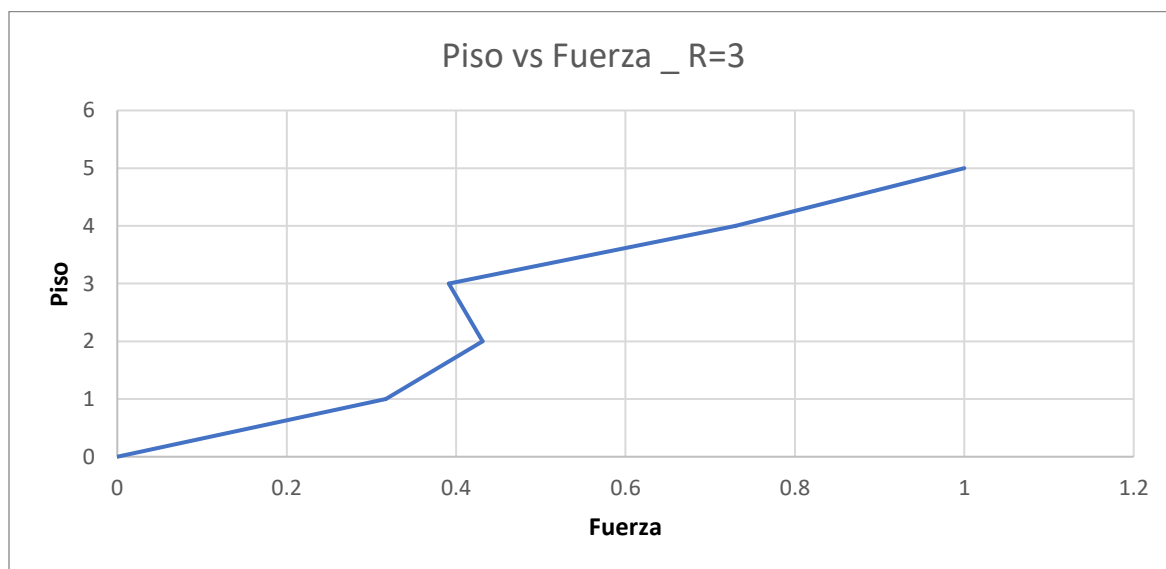


Figura 45: Perfil de fuerza de pórtico de 5 niveles y factor de reducción $R=3$.

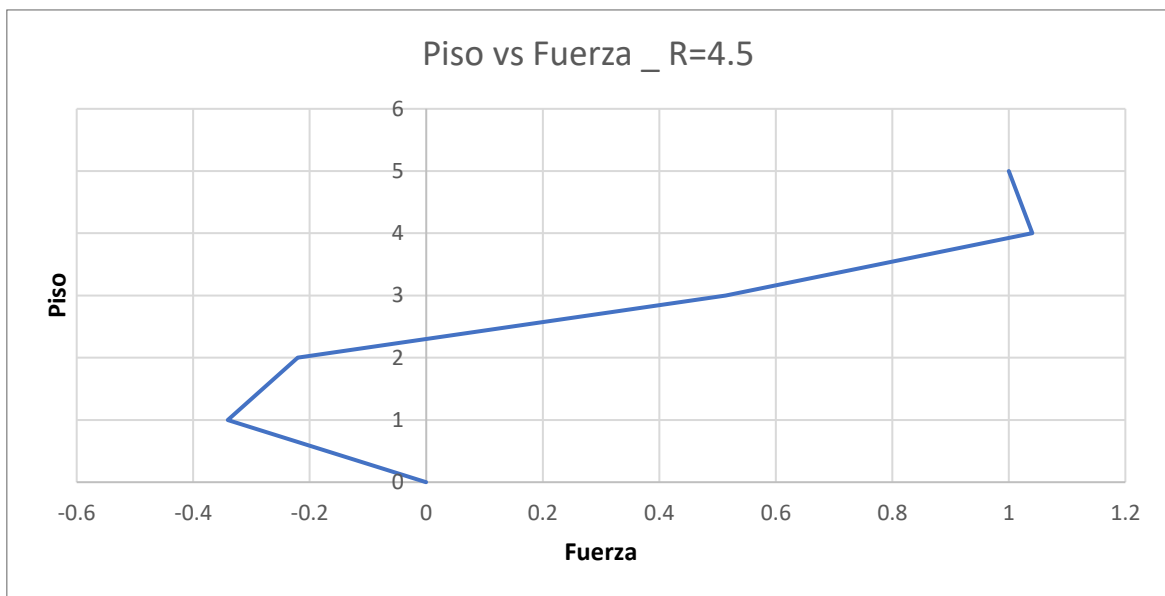


Figura 46: Perfil de fuerza de pórtico de 5 niveles y factor de reducción $R=4.5$.

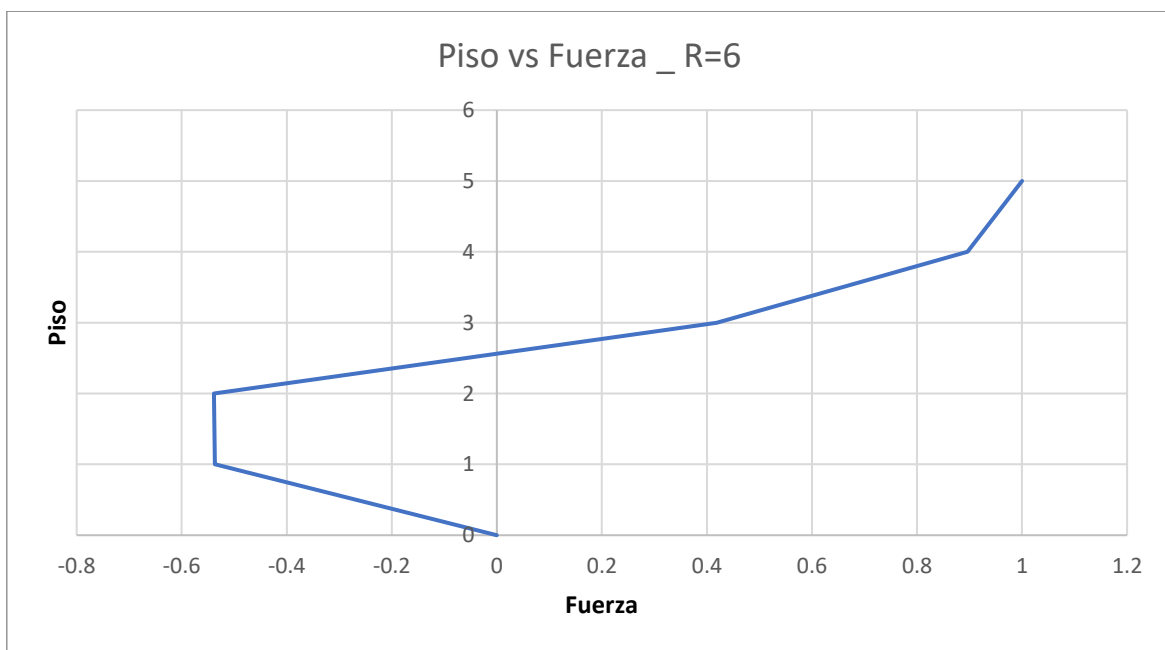


Figura 47: Perfil de fuerza de pórtico de 5 niveles y factor de reducción $R=6$.

Estos son los perfiles de fuerzas que se han obtenido para los modelos de pórticos de 5 niveles. En ellos se puede observar que el primer modo de vibración no es el que predomina en la estructura, sino, que los modos altos son los que predominan en ella.

Para poder cuantificar y poder tener una idea de cuál modo de vibración es el que predomina para esta estructura, se han normalizado los niveles asumiendo como una recta el primer modo de vibración, y de igual manera las fuerzas generadas en cada uno de los niveles. Luego realizando la multiplicación del producto escalar de ellos y dividiendo el resultado entre la cantidad de niveles, podemos obtener valores máximos igual a 1 o valores mínimos igual a 0. Mientras más cercano al valor de 1 este esta multiplicación, significa que predomina el primer modo de vibración, de lo contrario predomina los modos altos de vibraciones.

En las siguientes Tabla: 21, 22 y 23 se muestran los resultados obtenidos.

R=3			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
5	1	1	0.4109
4	0.8	0.7300	
3	0.6	0.3914	
2	0.4	0.4313	
1	0.2	0.3170	
0	0	0	

Tabla 21: Cuantificación de modo de vibración pórtico 5 niveles y factor de reducción R=3.

R=4.5			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
5	1	1	0.3968
4	0.8	1.040304096	
3	0.6	0.514017134	
2	0.4	-0.220731903	
1	0.2	-0.340667845	
0	0	0	

Tabla 22: Cuantificación de modo de vibración pórtico 5 niveles y factor de reducción R=4.5.

R=6			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
5	1	1	0.3289
4	0.8	0.895899965	
3	0.6	0.418262809	
2	0.4	-0.53865758	
1	0.2	-0.536845449	
0	0	0	

Tabla 23: Cuantificación de modo de vibración pórtico 5 niveles y factor de reducción R=6.

En las tablas mostradas anteriormente, se puede observar que el primer modo de vibración no es el que predomina para la estructura analizada. Por otra parte, se pudo determinar que mientras mayor es el factor de reducción “R” más sensible son las estructura a los modos altos de vibraciones.

B) Pórticos de 10 niveles

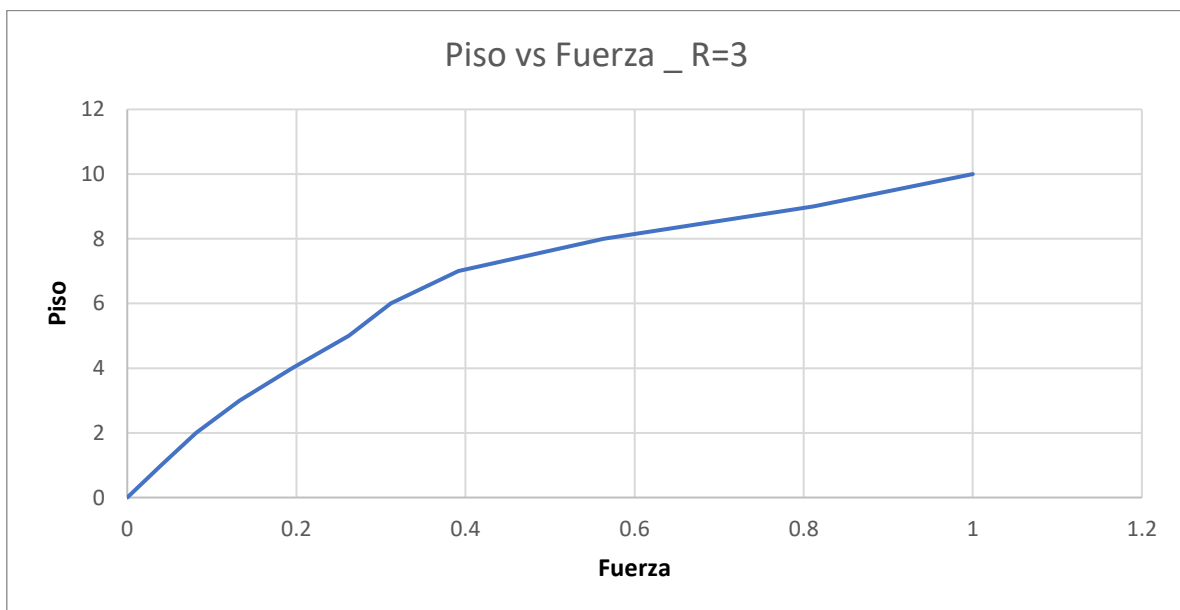


Figura 48: Perfil de fuerza de pórtico de 10 niveles y factor de reducción R=3.

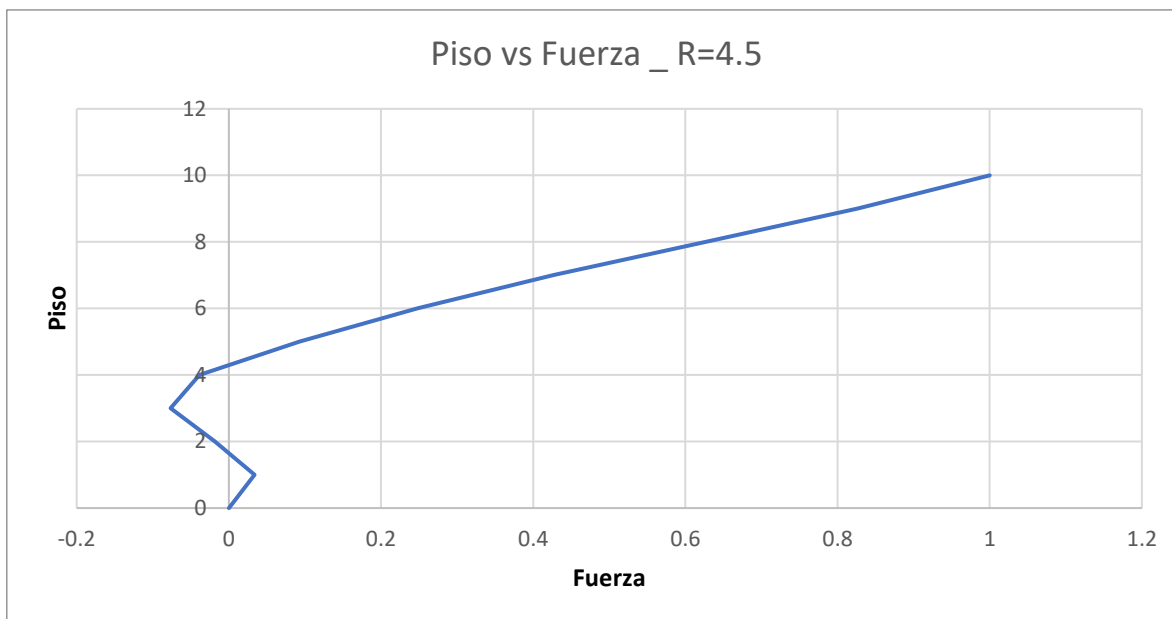


Figura 49: Perfil de fuerza de pórtico de 10 niveles y factor de reducción R=4.5.

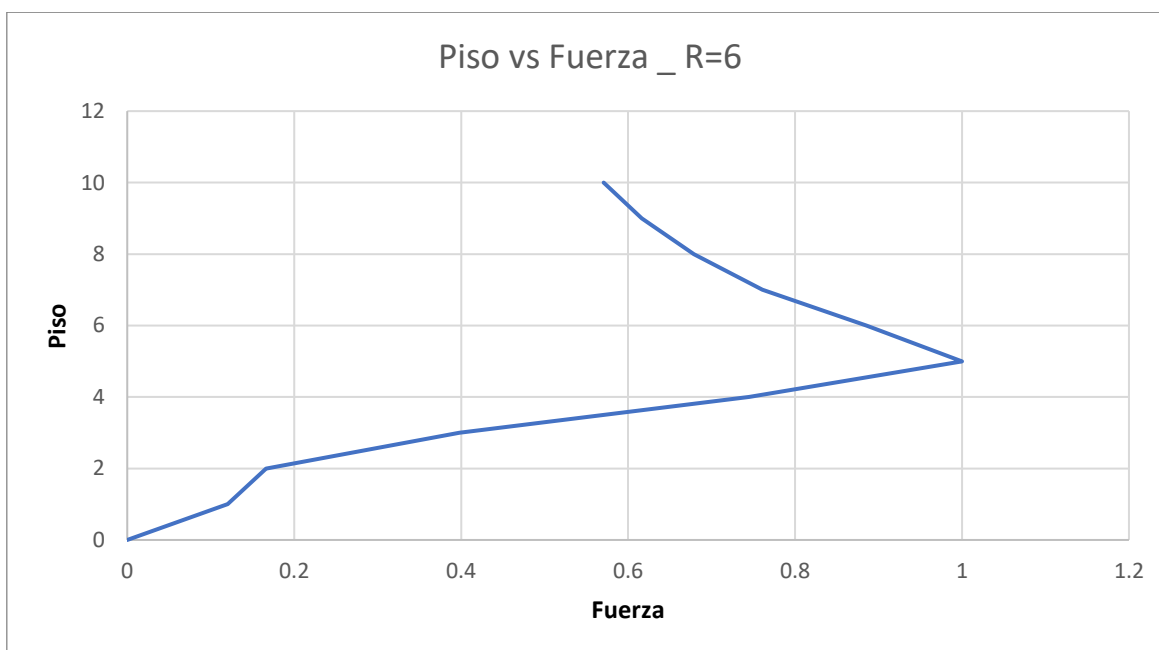


Figura 50: Perfil de fuerza de pórtico de 10 niveles y factor de reducción R=6.

De igual manera que para los pórticos de 5 niveles, para los de 10 niveles se han normalizado los niveles y las fuerzas generadas en cada uno de los niveles para así poder tener una idea de cuál modo predomina en la estructura.

En las Tabla: 24, 25 y 26 se muestran los resultados obtenidos de la cuantificación de los modos de vibraciones obtenidas de los resultados de la distribución de fuerzas que se generan en cada nivel.

Con estos resultados se puede volver a observar que el primer modo de vibración no es el que predomina, sino los modos altos. Además, se vuelve a observar que mientras mayor es el factor de reducción “R” la estructuras tienden a ser más sensibles a los modos altos de vibraciones.

Por otra parte, la altura de la estructura tiende a ser importante para la determinación del modo de vibración, ya que los resultados obtenidos muestran que mientras mayor es la estructura, esta se vuelve más sensible a los modos altos de vibraciones.

R=3			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
10	1	1	0.2912
9	0.9	0.8118	
8	0.8	0.5640	
7	0.7	0.3916	
6	0.6	0.3118	
5	0.5	0.2622	
4	0.4	0.1949	
3	0.3	0.1327	
2	0.2	0.0811	
1	0.1	0.0402	
0	0	0	

Tabla 24: Cuantificación de modo de vibración pórtico 10 niveles y factor de reducción R=3.

R=4.5			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
10	1	1	0.2701
9	0.9	0.8268	
8	0.8	0.6271	
7	0.7	0.4268	
6	0.6	0.2480	
5	0.5	0.0928	
4	0.4	-0.0385	
3	0.3	-0.0766	
2	0.2	-0.0185	
1	0.1	0.0336	
0	0	0	

Tabla 25: Cuantificación de modo de vibración pórtico 10 niveles y factor de reducción R=4.5.

R=6			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
10	1	0.5706	0.3694
9	0.9	0.6163	
8	0.8	0.6788	
7	0.7	0.7608	
6	0.6	0.8854	
5	0.5	1.0000	
4	0.4	0.7451	
3	0.3	0.3977	
2	0.2	0.1664	
1	0.1	0.1202	
0	0	0	

Tabla 26: Cuantificación de modo de vibración pórtico 10 niveles y factor de reducción R=6.

C) Pórticos de 15 niveles

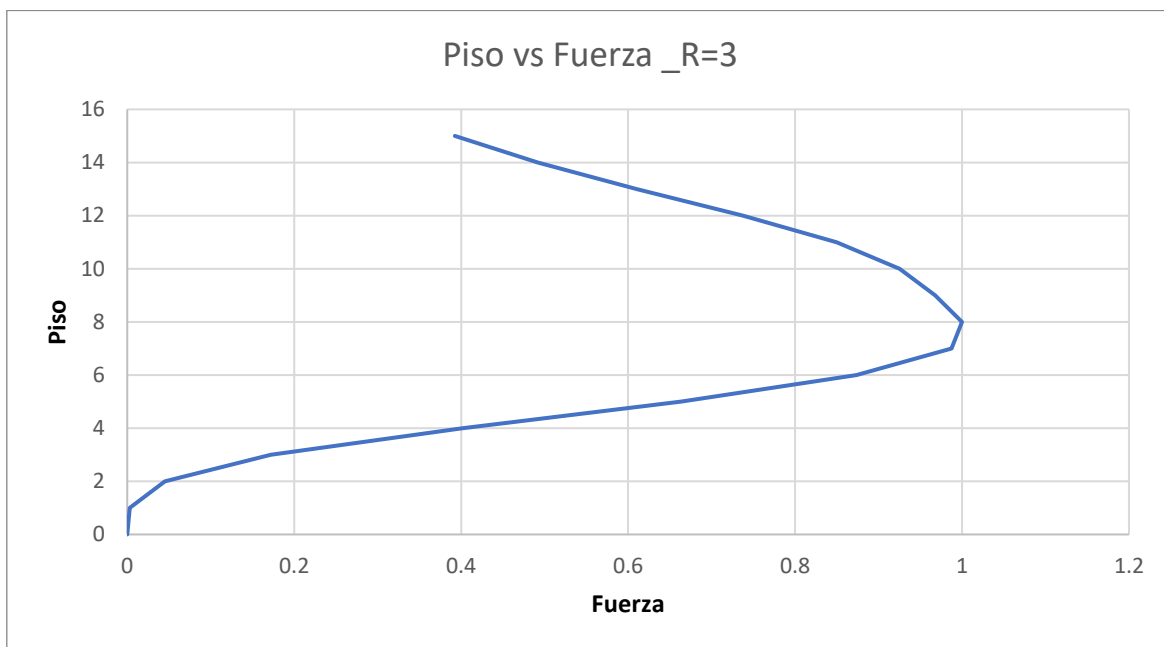


Figura 51: Perfil de fuerza de pórtico de 15 niveles y factor de reducción $R=3$.

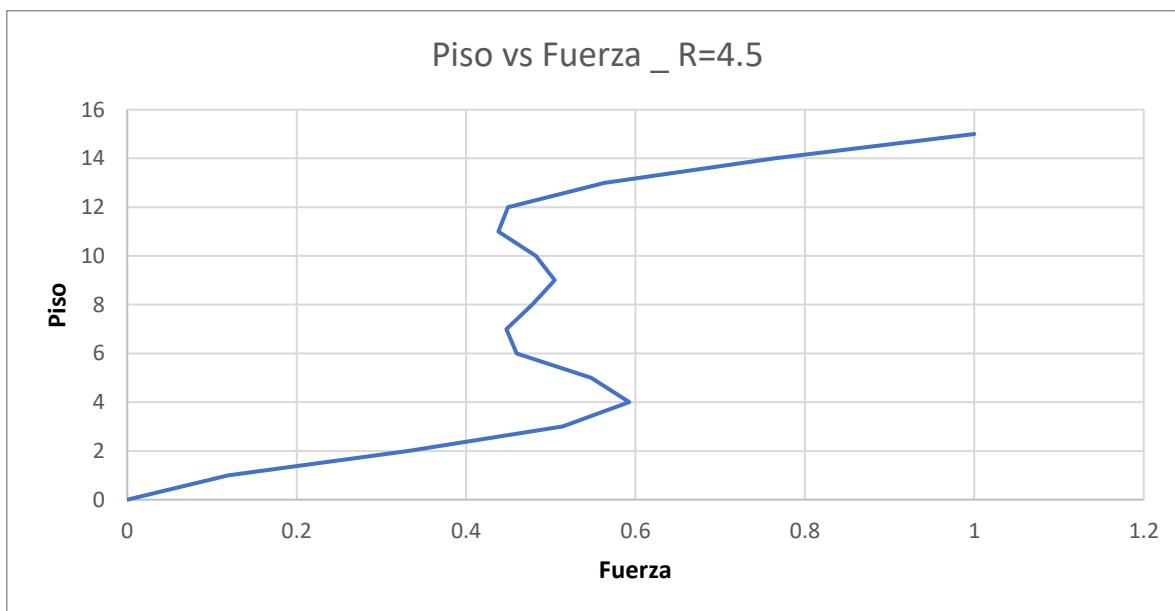


Figura 52: Perfil de fuerza de pórtico de 15 niveles y factor de reducción $R=4.5$.

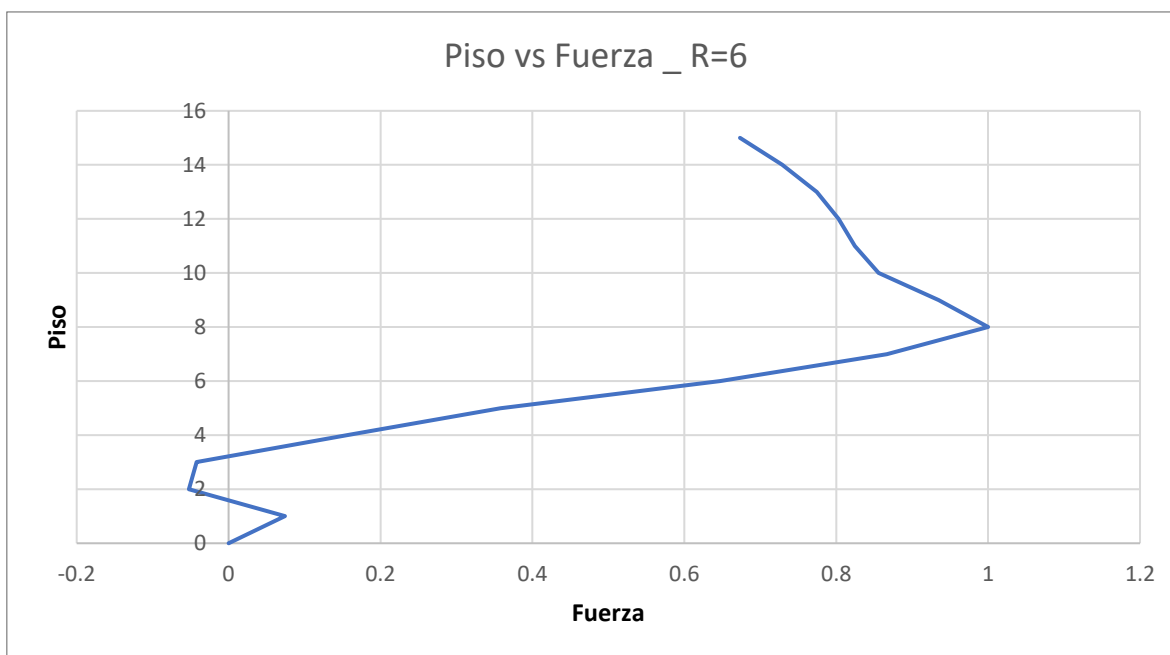


Figura 53: Perfil de fuerza de pórtico de 15 niveles y factor de reducción R=6.

R=3			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
15	1.0000	0.3926	0.3670
14	0.9333	0.4923	
13	0.8667	0.6107	
12	0.8000	0.7378	
11	0.7333	0.8498	
10	0.6667	0.9254	
9	0.6000	0.9681	
8	0.5333	1.0000	
7	0.4667	0.9873	
6	0.4000	0.8737	
5	0.3333	0.6633	
4	0.2667	0.4021	
3	0.2000	0.1722	
2	0.1333	0.0452	
1	0.0667	0.0032	
0	0.0000	0.0000	

Tabla 27: Cuantificación de modo de vibración pórtico 15 niveles y factor de reducción R=3.

R=4.5			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
15	1.0000	1.0000	0.3100
14	0.9333	0.7644	
13	0.8667	0.5634	
12	0.8000	0.4494	
11	0.7333	0.4381	
10	0.6667	0.4823	
9	0.6000	0.5047	
8	0.5333	0.4782	
7	0.4667	0.4474	
6	0.4000	0.4598	
5	0.3333	0.5478	
4	0.2667	0.5927	
3	0.2000	0.5142	
2	0.1333	0.3308	
1	0.0667	0.1190	
0	0.0000	0.0000	

Tabla 28: Cuantificación de modo de vibración pórtico 15 niveles y factor de reducción
R=4.5.

R=6			
Nivel	Primer modo de vibración referencia	Fuerzas normalizadas	Participación primer modo
15	1.0000	0.6732	0.3833
14	0.9333	0.7288	
13	0.8667	0.7745	
12	0.8000	0.8031	
11	0.7333	0.8245	
10	0.6667	0.8557	
9	0.6000	0.9352	
8	0.5333	1.0000	
7	0.4667	0.8666	
6	0.4000	0.6473	
5	0.3333	0.3577	
4	0.2667	0.1559	
3	0.2000	-0.0420	
2	0.1333	-0.0523	
1	0.0667	0.0743	
0	0.0000	0.0000	

Tabla 29: Cuantificación de modo de vibración pórtico 15 niveles y factor de reducción R=6.

Para los pórticos de 15 niveles se han realizado los análisis de la misma manera que para los pórticos anteriores de 5 y 10 niveles.

De igual manera en las Tabla: 27, 28 y 29 se muestran los resultados obtenidos de la cuantificación de los modos de vibraciones obtenidas de los resultados de la distribución de fuerzas que se generan en cada nivel en pórticos de 15 niveles.

Con estos resultados se puede confirmar que los modos altos de vibraciones son los que predominan en el comportamiento de la estructura. También, se confirma mientras mayor es el factor de reducción “R” las estructuras tienden a ser más sensibles a los modos altos de vibraciones y que la altura de la estructura tiende a ser importante para la determinación del modo de vibración.

Cabe destacar que esta cuantificación realizada no representa una cuantificación exacta, sino que es únicamente para tener una idea del modo de vibración en el que se encuentra la estructura.

6 Conclusión y recomendaciones

Para el desarrollo de esta investigación se ha realizado 9 modelos con características diferentes. Una de las características principales es el cambio de altura, en donde hay pórticos de 5, 10 y 15 niveles. Además, se les fue variando el factor de reducción “R” para cada uno de los pórticos.

Por otra parte, estos modelos fueron diseñados bajo el criterio pilar fuerte – viga débil mediante el factor de sobrerresistencia de 6/5, criterio principal de estudio de esta investigación del EC-8, en donde se plantea la formación de rótulas plásticas primero en vigas y luego en los pilares. De todo esto se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- El criterio pilar fuerte – viga débil presentado en las normativas vigentes, no cumple con su objetivo, ya que se forman para todos los casos rótulas plásticas en las columnas primero que en las vigas, es decir, que no garantiza la formación del mecanismo de vigas.
- Los modelos que llegan al colapso es debido a la formación de mecanismos en pilares.
- A pesar de que no se cumple el criterio pilar fuerte- viga débil, los modelos muestran un gran número de rótulas plásticas en sus elementos, lo que demuestra que las estructuras tienen buena capacidad para disipar energía.
- En los modelos analizados se puede observar que a medida que aumenta el factor de reducción “R” manteniendo la misma altura de la estructura, los giros plásticos van en aumento. De igual manera, cuando aumentamos la altura de la estructura los giros plásticos aumentan.
- Los perfiles de fuerzas generados en los modelos analizados dependen directamente del factor de reducción “R” y de la altura de la estructura. Mientras mayor es el factor de reducción y mayor es la altura de la estructura, la estructura tiende a ser más sensible a los modos altos de vibraciones.
- Para la mayoría de los modelos el análisis estático no lineal presenta características similares a el análisis dinámico no lineal. Las diferencias de resultados entre estos dos análisis comienzan a tener diferencia cuando los modos altos de vibraciones son los que predominan en la estructura analizada.

Recomendaciones para futuras investigaciones:

- Realizar el análisis dinámico no lineal con diferentes períodos de retorno con el propósito de investigar el comportamiento de los perfiles de fuerzas que se generarán en la estructura.
- Realizar investigaciones con propuestas de factores de sobrerresistencias diferentes para así determinar un mejor comportamiento de las estructuras.
- Proponer diseños de elementos con características diferentes para luego ser analizados y obtener información sobre el comportamiento de estructuras con diferentes características.
- Proponer un criterio de diseño por capacidad que garantice la no formación de rótula plástica en columna, al menos, hasta un nivel de ductilidad deseado.
- Realizar un estudio de los costes de reparación de estructuras en función del daño o factor de reducción empleado en el diseño.

7 Bibliografía

- Al Rifaii, N. Z. (2016). *Influencia del esfuerzo cortante en la ductilidad de columnas circulares de hormigón*. Barcelona .
- Bairán García , J. M. (2007). *Proyecto de estructuras de hormigón armado con armaduras de alta ductilidad*. Barclona.
- Bairán García, J. M. (2017). La acción sísmica. Efectos estructurales y filosofía de diseño. *Diseño y evaluación sismorresistente de estructuras*. Barcelona.
- Cabrero Salvador, A. (2014). *Evaluación del confinamiento en las columnas de estructuras porticadas bajo carga sísmica mediante análisis no lineal*.
- Chang Tokushima, D. A. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión*. Lima.
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. WILEY.
- Eurocode-8. (2004). *Parte1: General rules, seismic actions and rules for buildings. In Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance*. .
- Marte Jiménez, C. J. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("Push-over")*. Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción .
- Mejia Trejo, R. J. (2017). *Estudio sobre la efectividad del criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón*. Barcelona : Departament de ingenieria Civil y Ambiental .
- Ottazzi Pasino, G. (2003). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Perú.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley.
- SAP2000 v.19.0.0. (2017). *Static and dynamic finite element analysis of structures non linear*. California, USA: Computers and Structures Inc. Berkeley.
- Vielma Pérez, J. (2008). *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*. Barcelona.
- Vielma Pérez, J. C., Lobo Quintero, W., & Rivero Rivero , P. (2006). *Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento histerético*. UPF.
- Vielma, J., Barbat, A., & Oller, S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Barcelona: A.H Barbat.
- Visnjic, T. (2014). *Design considerations for earthquake-resistant reinforced concrete special moment frames*. California.

Anexo A

NOMBRE	PGA	R=3
		dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.065471
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.067726
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.074898
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.085705
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.103362
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.098489
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.114359
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.140525
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.167222
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.185808
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.206891
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.23256
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	0.272902
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	0.322171
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	0.367116
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	0.404958
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	0.442315
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	0.48025
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	0.519589
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	0.562987
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	0.610653
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	0.662967
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	0.720582
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	0.783276
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	0.849604
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	0.919711
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	0.993945
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	1.070997
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	1.150662
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	1.233274
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	1.309371
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	1.38579
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	1.461565
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	1.549155
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	1.648788

Tabla 30: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=3 en pórticos de 5 niveles.

5PISOS		R=4.5
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.049621
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.051288
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.066024
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.075101
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.12419
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.145537
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.22963
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.22963
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.271562
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.309121
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.347997
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.391825
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	0.441462
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	0.498615
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	0.562598
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	0.632682
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	0.708419
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	0.787845
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	0.864927
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	0.93798
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	1.017415
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	1.113366
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	1.210936
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	1.302445
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	1.397305
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	1.492165
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	1.588954
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	1.687428
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	1.786208
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	1.88714
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	1.987701
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	2.090355
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	2.19292
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	2.296871
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	2.401289

Tabla 31: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=4.5 en pórticos de 5 niveles.

5PISOS	R=6	
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.049004
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.049327
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.052539
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.10071
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.179649
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.219167
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.256559
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.298318
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.348297
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.407155
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.473657
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.547114
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	0.626222
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	0.705295
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	0.78538
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	0.87387
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	0.962941
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	1.054469
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	1.147349
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	1.242716
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	1.338635
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	1.436452
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	1.535558
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	1.635908
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	1.737897
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	1.841415
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	1.946114
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	2.053398
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	2.160132
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	2.267852
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	2.376031
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	2.484368
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	2.593503
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	2.733413
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	2.865781

Tabla 32: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=6 en pórticos de 5 niveles.

10PISOS	R=3	
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.130615
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.139851
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.148558
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.160142
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.190794
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.181872
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.214888
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.228814
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.257703
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.296471
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.339573
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.389993
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	0.448806
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	0.517819
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	0.595539
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	0.680219
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	0.773318
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	0.8749
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	0.981932
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	1.092825
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	1.204285
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	1.314389
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	1.423111
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	1.528554
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	1.631095
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	1.734804
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	1.838911
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	1.947874
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	2.059659
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	2.172576
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	2.286666
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	2.40338
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	2.533337
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	2.660976
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	2.79179

Tabla 33: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=3 en pórticos de 10 niveles.

10PISOS	R=4.5	
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.104642
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.106774
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.11421
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.141806
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.1956
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.23964
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.295785
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.366314
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.449433
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.543829
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.647373
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.756568
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	0.866805
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	0.975436
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	1.079778
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	1.182805
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	1.290216
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	1.400425
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	1.514091
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	1.635756
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	1.758341
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	1.886221
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	2.008095
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	2.132061
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	2.290844
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	2.449248
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	2.607547
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	2.76169
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	2.916664
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	3.067149
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	3.218544
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	3.358367
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	3.505148
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	3.65719
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	3.81136

Tabla 34: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=4.5 en pórticos de 10 niveles.

10PISOS		R=6
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.09144
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.097565
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.105503
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.166929
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.294106
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.383141
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.483978
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.591654
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.702153
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.807792
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.911085
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	1.019838
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	1.133872
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	1.25416
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	1.374986
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	1.49879
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	1.620344
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	1.778004
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	1.93908
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	2.090334
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	2.241344
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	2.392706
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	2.542807
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	2.693902
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	2.846296
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	2.995677
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	3.145559
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	3.292202
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	3.436394
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	3.582096
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	3.728432
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	3.87511
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	4.022079
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	4.171403
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	4.321526

Tabla 35: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=6 en pórticos de 10 niveles.

15PISOS		R=3
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.158527
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.164821
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.202492
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.30633
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.448056
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.530419
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.611305
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.686076
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.754946
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.819024
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	0.881056
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	0.95155
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	1.032149
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	1.119977
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	1.214488
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	1.314637
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	1.421404
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	1.533335
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	1.648236
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	1.764593
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	1.882146
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	2.001156
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	2.122378
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	2.242858
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	2.367837
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	2.493061
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	2.618741
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	2.768815
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	2.931389
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	3.092462
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	3.250576
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	3.411682
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	3.574773
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	3.895843
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	4.321526

Tabla 36: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=3 en pórticos de 15 niveles.

15PISOS		R=4.5
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.168513
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.184907
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.247135
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.405459
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.546787
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.612312
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.687139
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.773786
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	0.872411
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	0.980351
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	1.093434
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	1.210236
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	1.328739
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	1.449321
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	1.573954
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	1.700534
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	1.8341
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	1.997444
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	2.15812
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	2.319108
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	2.480575
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	2.639916
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	2.795806
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	2.948261
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	3.101676
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	3.260691
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	3.420156
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	3.577082
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	3.732966
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	3.888597
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	4.043905
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	4.200271
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	4.357097
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	4.514372
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	4.672211

Tabla 37: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=4.5 en pórticos de 15 niveles.

15PISOS		R=6
NOMBRE	PGA	dTecho(m)
-	0.00	0
TimeHistory RG160_1g(0.235g)	0.235	0.198997
TimeHistory RG160_1g(0.25g)	0.25	0.222224
TimeHistory RG160_1g(0.3g)	0.3	0.302411
TimeHistory RG160_1g(0.4g)	0.4	0.442723
TimeHistory RG160_1g(0.5g)	0.50	0.599176
TimeHistory RG160_1g(0.55g)	0.55	0.701453
TimeHistory RG160_1g(0.60g)	0.60	0.81443
TimeHistory RG160_1g(0.65g)	0.65	0.931239
TimeHistory RG160_1g(0.70g)	0.70	1.050718
TimeHistory RG160_1g(0.75g)	0.75	1.17369
TimeHistory RG160_1g(0.80g)	0.80	1.299126
TimeHistory RG160_1g(0.85g)	0.85	1.444765
TimeHistory RG160_1g(0.90g)	0.90	1.606973
TimeHistory RG160_1g(0.95g)	0.95	1.768405
TimeHistory RG160_1g(1.00g)	1.00	1.930455
TimeHistory RG160_1g(1.05g)	1.05	2.086905
TimeHistory RG160_1g(1.10g)	1.10	2.239264
TimeHistory RG160_1g(1.15g)	1.15	2.395777
TimeHistory RG160_1g(1.20g)	1.20	2.556703
TimeHistory RG160_1g(1.25g)	1.25	2.716174
TimeHistory RG160_1g(1.30g)	1.30	2.87446
TimeHistory RG160_1g(1.35g)	1.35	3.031651
TimeHistory RG160_1g(1.40g)	1.40	3.186809
TimeHistory RG160_1g(1.45g)	1.45	3.344916
TimeHistory RG160_1g(1.50g)	1.50	3.503768
TimeHistory RG160_1g(1.55g)	1.55	3.662617
TimeHistory RG160_1g(1.60g)	1.60	3.820673
TimeHistory RG160_1g(1.65g)	1.65	3.97815
TimeHistory RG160_1g(1.70g)	1.70	4.136895
TimeHistory RG160_1g(1.75g)	1.75	4.29426
TimeHistory RG160_1g(1.80g)	1.80	4.447409
TimeHistory RG160_1g(1.85g)	1.85	4.596299
TimeHistory RG160_1g(1.90g)	1.90	4.742316
TimeHistory RG160_1g(1.95g)	1.95	4.88663
TimeHistory RG160_1g(2.00g)	2.00	5.027701

Tabla 38: Variación del desplazamiento mediante incremento del PGA con factor de reducción R=6 en pórticos de 15 niveles.